



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Felipe Ernani Barbosa Plaisant Guimarães

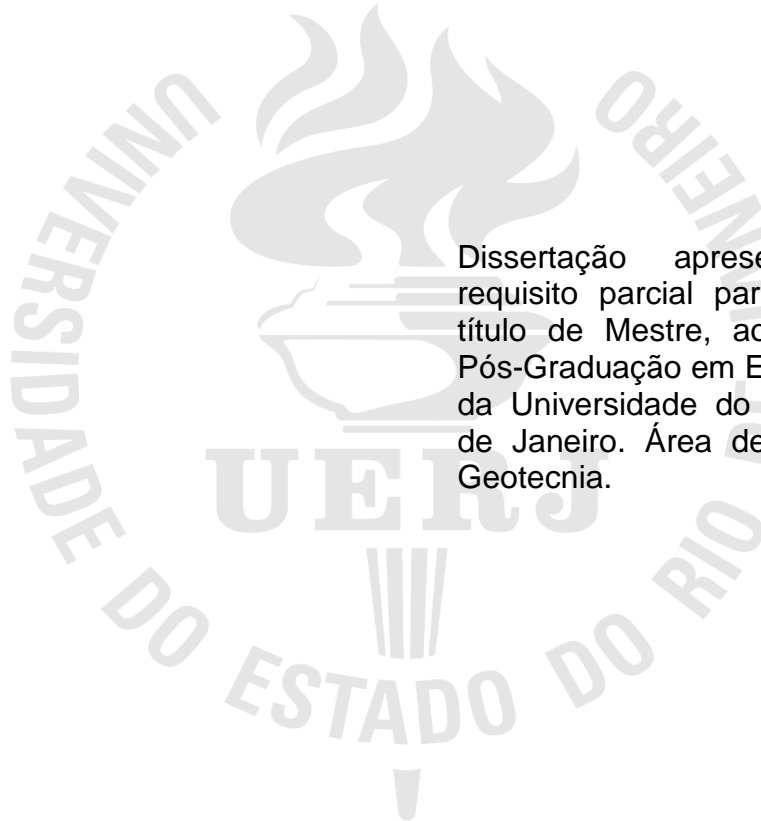
**Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na RJ-116**

Rio de Janeiro

2016

Felipe Ernani Barbosa Plaisant Guimarães

**Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na RJ-116**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof<sup>a</sup>. Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira  
Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó

Rio de Janeiro

2016

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

G963 Guimarães, Felipe Ernani Barbosa Plaisant.  
Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na RJ-  
116 / Felipe Ernani Barbosa Plaisant Guimarães. – 2016.  
183f.

Orientador: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.  
Coorientador: Rogério Luiz Feijó.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de  
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil. 2. Taludes (Mecânica do solo) –  
Estabilidade - Dissertações. 3. Solo - Erosão - Dissertações. 4.  
Cisalhamento - Dissertações. 5. Deslizamento de terras -  
Dissertações. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Feijó,  
Rogério Luiz. III. Universidade do Estado do Rio. IV. Título.

CDU 624.137

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial  
desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Felipe Ernani Barbosa Plaisant Guimarães

**Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na RJ-116**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 09 de Setembro de 2016.

Banca Examinadora:

---

Prof<sup>a</sup>. Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó (Coorientador)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes Filho  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof<sup>a</sup>. Dra. Michéle Dal Toé Casagrande  
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ

Rio de Janeiro

2016

## DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. Ao meu Pai, mãe, a minha família, pela paciência e carinho nestes anos e a minha querida namorada Suzana, por estar sempre presente em todos os momentos.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus orientadores, Prof<sup>a</sup>. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, Prof. Rogério Luiz Feijó por toda a ajuda e pela excelente orientação, para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada desde a graduação.

Aos professores, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante a época da graduação e agora no mestrado

Aos meus amigos de mestrado e graduação, pelo durante esta jornada.

Ao Eng. Robson Saramago pelo fornecimento dos dados das instrumentações e dos estudos anteriores, aos técnicos do laboratório de mecânica dos solos da UERJ, Raí Araújo e Antônio Marcos pelo apoio na execução dos ensaios de laboratório e coleta do material. E ao Eng. Sérgio Lório do laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ de pelo auxílio na execução dos ensaios triaxiais.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado esta conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para esta realização.

Nunca deixe ninguém te dizer que não pode fazer alguma coisa.  
Se você tem um sonho tem que correr atrás dele.  
As pessoas não conseguem vencer e dizem que você também não vai vencer.  
Se você quer uma coisa corre atrás.

*Will Smith*

## RESUMO

GUIMARÃES, Felipe Ernani Barbosa Plaisant. *Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na RJ-116*. 2016. 183f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

O presente trabalho tem como objetivo a compreensão de um escorregamento ocorrido em um talude no km 78 da RJ - 116 - Rodovia Presidente João Goulart, Nova Friburgo - RJ. O talude possui um longo histórico de movimentações, e algumas intervenções foram executadas para estabilização da encosta. Entretanto, as movimentações não cessaram, havendo assim a necessidade de investigação mais detalhada da Geologia da Região. Sondagens mistas foram realizadas para definição do perfil geológico do talude. Adicionalmente, o comportamento do talude foi monitorado com o auxílio de inclinômetros e piezômetros. Complementarmente, foram retiradas amostras indeformadas para obtenção de parâmetros dos solos envolvidos, a partir de ensaios de caracterização, cisalhamento direto e triaxial. Com a finalidade de estabelecer as causas das movimentações deste talude a partir de retroanálises, através dos métodos de análises tradicionais de equilíbrio limite e do método de elemento finitos, foram utilizados os programas computacionais Plaxis e Slide para seções representativas definidas pelos levantamentos topográficos. O nível d' água foi adotado com base nos piezômetros, sondagens e informações técnicas. Os resultados das análises mostraram a existência de duas zonas de deslocamentos e também o quanto o nível d' água influencia na instabilidade do talude. Para solucionar o problema da movimentação do talude, foram propostas intervenções de drenagens superficiais e profundas a fim de manter o nível d'água abaixo da sua condição crítica, e um constante monitoramento a partir de instrumentações de campo.

Palavras-chave: Estabilidade de Taludes; Cisalhamento; Direto; Triaxial; Retroanálise.



## ABSTRACT

GUIMARÃES, Felipe Ernani Barbosa Plaisant. *Analysis of a landslide occurred on a slope at km 78 of the RJ - 116*. 2016. 183f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

This study aims to understand a landslide occurred on a slope at km 78 of the RJ - 116 - Highway President Joao Goulart, Nova Friburgo - RJ. The slope at km 78 has a long history of movements, and some interventions were performed for the slope stabilization. However, the changes have not ceased, so there is necessity for more detailed investigation of the region's geology. Mixed surveys were performed to define the geological profile of the slope. In addition, the slope behavior was monitored with the assist of inclinometers and piezometers. In addition, soil samples were taken for obtaining soil parameters involved, based characterization test, direct and triaxial shear. In order to establish the causes of the movements of this slope from back analysis through traditional methods of analysis of limit equilibrium and finite element method, computer programs Plaxis and Slide for representative sections defined by the surveys were used. The water level was chosen based on piezometers, surveys and technical information. The results of the analysis showed the existence of two areas of displacement and also how much the water level influences the instability of the slope. To solve the problem of slope movement, it was proposed interventions of superficial and deep drainage in order to maintain the water level below its critical condition, and constant monitoring from field instrumentation.

Keywords: Slope Stability; Direct Shear; Triaxial; Back Analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Taludes naturais e artificiais (IPT, 2014).....	22
Figura 2 – Rastejo (REIS, 2001). .....	26
Figura 3 – Queda de Blocos Fonte: Lynn Highland, USGS.....	26
Figura 4 – Corrida Fonte: Sabo Dept, MLIT .....	27
Figura 5 – Escorregamento Rotacional (REIS, 2001). .....	28
Figura 6 – Escorregamento Translacional (REIS, 2001).....	29
Figura 7 - Ilustração dos dois tipos de mecanismos de instabilização associados aos escorregamentos translacionais (WOLLE, 1988).....	30
Figura 8 – Escorregamento em Cunha (REIS, 2001).....	31
Figura 9 - Perfil de intemperismo: a) rocha metamórfica; b) rocha ígnea intrusiva. (Adaptado de DEERE e PATTON, 1971).....	33
Figura 10 - Relação entre mineralogia e resistência ao cisalhamento de solos residuais de gnaiss (SANDRONI, 1981). .....	35
Figura 11 - Tripé empregado na execução do ensaio SPT (DANTAS NETO, 2008).41	
Figura 12 - Equipamentos para sondagem rotativa (DEMIN).....	42
Figura 13 - Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento.....	43
Figura 14 - Escorregamento de um corpo rígido sobre um plano horizontal (PINTO, 2000). .....	44
Figura 15 - Critério de Rankine .....	45
Figura 16 - Critério de Tresca.....	45
Figura 17 – Envoltória de Mohr (BASTOS, 1991) .....	46
Figura 18 – Envoltória Mohr-Coulomb (BASTOS, 1991).....	46
Figura 19 – Descrição detalhada dos componentes do ensaio de cisalhamento direto. Fonte: SlideShare.....	47
Figura 20 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto: (a) Gráfico típico; (b) deslocamento vertical. (CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2006).....	48
Figura 21 - Envoltória de ruptura obtida do ensaio de cisalhamento direto. (CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2006). .....	48
Figura 22 – Descrição dos componentes da célula e prensa Triaxial. Fonte: SlideShare.....	50
Figura 23 - Ensaio Triaxial.....	51

Figura 24 - Círculos de Mohr e envoltória de ruptura obtida do ensaio de compressão triaxial (CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2006).....	51
Figura 25 – Elementos triangulares de 6 e 15 nós (FRIGERIO, 2004) .....	57
Figura 26 – Exemplo da pesquisa do círculo crítico .....	58
Figura 27 - Exemplo da pesquisa não circular .....	58
Figura 28 - Detalhe do levantamento da pista: Rodovia RJ 116, km 78.....	60
Figura 29 - Detalhe do levantamento da pista.....	60
Figura 30 - Detalhe da cicatriz no topo do talude, próximo ao maciço rochoso .....	61
Figura 31 - Detalhe da cicatriz e processo erosivo no topo do talude, próximo ao maciço rochoso .....	61
Figura 32 - Vista frontal da cortina atirantada, presença de água nos drenos .....	61
Figura 33 – Espaçamento entre os painéis da cortina devido à movimentação.....	62
Figura 34 – Detalhe da água saindo dos drenos (período sem chuva) .....	62
Figura 35 – Detalhe da água no pé da cortina .....	63
Figura 36 – Lateral da Cortina e parte do talude.....	63
Figura 37 – Cicatriz desenvolvida cortina, devido à movimentação .....	63
Figura 38 – Detalhe do talude, topo da cortina e comercio local.....	64
Figura 39 - Topografia realizada na totalidade do terreno, Agosto de 2014.....	65
Figura 40 - Seção elaborada pelos topógrafos, identificando o levantamento da pista da rodovia.....	66
Figura 41 - Vista aérea do km 78, 02/05/2004 (GOOGLE) .....	66
Figura 42 - Vista aérea do km 78, 26/05/2004 (GOOGLE) .....	67
Figura 43 - Vista aérea do km 78, 07/08/2010 (GOOGLE) .....	67
Figura 44 – Detalhe Corte no pé do talude, 12/10/2010 (GOOGLE).....	68
Figura 45 - Vista aérea do km 78, 12/10/2010 (GOOGLE) .....	68
Figura 46 - Vista aérea do km 78, 19/01/2011 (GOOGLE) .....	69
Figura 47 - Detalhe das trincas devido a movimentação do talude, 19/01/2011 (GOOGLE) .....	69
Figura 48 - Vista aérea do km 78, 24/05/2013 (GOOGLE) .....	70
Figura 49 - Detalhe do sentido das árvores , 24/05/2013 (GOOGLE).....	70
Figura 50 - Vista aérea do km 78, 02/01/2014 (GOOGLE) .....	71
Figura 51 - Vista 3D aproximada do km 78, 18/12/2015 (GOOGLE) .....	71
Figura 52 - Vista 3D aproximada do km78, 18/12/2015 (GOOGLE) .....	72
Figura 53 - Vista aérea do km78, 18/12/2015 (GOOGLE) –.....	72

Figura 54 - Localização das sondagens mistas executadas .....	74
Figura 55 – Perfil Longitudinal D .....	75
Figura 56 - Perfil Longitudinal E .....	76
Figura 57 - Perfil Longitudinal F .....	77
Figura 58 - Inclinômetros e sondagens. (TERRAE, 2014) .....	79
Figura 59 - Inclinômetro I-1 – Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados) .....	80
Figura 60 - Inclinômetro I-2 – Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados) .....	80
Figura 61 - Inclinômetro I-3 – Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados) .....	81
Figura 62 - Inclinômetro I-4 – Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados) .....	81
Figura 63 - Inclinômetro I-5 – Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados) .....	82
Figura 64 – Locação dos Piezômetros (TERRAE, 2014) .....	83
Figura 65 - Leituras dos piezômetros (agosto/2015 a fevereiro/2016) .....	84
Figura 66 – Detalhe da retirada da amostra indeformada do Solo 1, Prof: 30cm.....	85
Figura 67 – Detalhe da retirada da amostra indeformada do Solo 2, Prof: 3,00m.....	85
Figura 68 – Detalhes dos ensaios de caracterização.....	86
Figura 69 - Curva Granulométrica do Solo 1 .....	87
Figura 70 - Curva Granulométrica do Solo 2.....	87
Figura 71 – Amostra sendo preparada para o cisalhamento.....	89
Figura 72 – Corpo de prova saturado já cisalhado.....	89
Figura 73 – Corpo de prova no ensaio Triaxial.....	90
Figura 74 – Corpos de prova após o ensaio Triaxial.....	90
Figura 75 – Curvas Tensão x Deslocamento (Solo 1 – Natural) .....	91
Figura 76 - Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal (Solo 1 – Natural)....	92
Figura 77 – Envoltória de Resistência (Solo 1 – Natural): $\tau = 19,871 + 0,7624\sigma$ .....	92
Figura 78 – Curvas Tensão x Deslocamento (Solo 1 – Inundado).....	93
Figura 79 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal (Solo 1 – Inundado)93	
Figura 80 – Envoltória de Resistência: (Solo 1 – Inundado): $\tau = 13,92 + 0,7312\sigma$ ...94	
Figura 81 – Curvas Tensão x Deslocamento (Solo 2 – Natural) .....	94

Figura 82 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal (Solo 2 – Natural)..	95
Figura 83 – Envoltória de resistência (Solo 2 – Natural): $\tau = 16,315 + 0,7969\sigma$ .....	95
Figura 84 – Curvas Tensão x Deslocamento (Solo 2 – Inundado).....	96
Figura 85 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal (Solo 2 – Inundado) .....	96
Figura 86 – Envoltória de Resistência (Solo 2 – Inundado): $\tau = 10,433 + 0,8128\sigma$ ..	97
Figura 87 – Curvas Tensão x Deformação (Solo 1) .....	99
Figura 88 – Curvas Deformação Volumétrica x Deformação Específica (Solo 1) .....	99
Figura 89– Envoltória de Resistência (Solo 1): $q = 5,2403 + 0,3809p$ .....	100
Figura 90 – Envoltória de Ruptura (Solo 1) .....	100
Figura 91 – Curvas Tensão x Deformação (Solo 2) .....	101
Figura 92 – Curvas Deformação Volumétrica x Deformação Específica (Solo 2) ...	101
Figura 93 – Envoltória de Resistência (Solo 2): $q = 2,111 + 0,4625p$ .....	102
Figura 94 – Envoltória de Ruptura (Solo 2) .....	102
Figura 95 - Seção E com a topografia anterior a 2010 no programa Slide.....	106
Figura 96 -Seção F com a topografia anterior a 2010 no programa Slide.....	106
Figura 97 - Seção E com a topografia e malha de elementos finitos após movimentações no programa Plaxis. ....	107
Figura 98 - Seção F com a topografia e malha de elementos finitos após movimentações no programa Plaxis. ....	107
Figura 99 - Talude tridimensional com suas condições de fronteira. (VILELA, 2011) .....	108
Figura 100 – Seção E – Topografia original – Nível d' água (2011) – Método Janbu Corrected -Slide .....	111
Figura 101 - Seção E – Topografia original – Nível d' água (2011) – Método Spencer -Slide .....	111
Figura 102 - Seção F – Topografia original –Nível d' água (2011) – Método Janbu Corrected -Slide .....	112
Figura 103 - Seção F – Topografia original – Nível d' água (2011) – Método Spencer –Slide .....	112
Figura 104 – Seção E - Topografia original – Nível d' água (2011) – Plaxis - FS=1,0 .....	113

Figura 105 - Seção E (reduzida) - Topografia original – Nível d' água (2011) – Plaxis - FS=1,0 .....	114
Figura 106 - Seção F - Topografia original – Nível d' água (2011) – Plaxis - FS=1,0 .....	114
Figura 107 - Seção F (reduzida) - Topografia original – Nível d' água (2011) – Plaxis - FS=1,0 .....	114
Figura 108 - Seção E – Topografia e Nível d' água (2014) – Método Janbu Corrected -Slide .....	115
Figura 109 - Seção E – Topografia e Nível d' água (2014) – Método Spencer -Slide .....	116
Figura 110 - Seção F – Topografia e Nível d' água (2014) – Método Janbu Corrected -Slide .....	116
Figura 111 - Seção F – Topografia e Nível d' água (2014) – Método Spencer –Slide .....	117
Figura 112 - Seção E – Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Método Janbu Corrected -Slide .....	118
Figura 113 - Seção E – Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Método Spencer - Slide .....	118
Figura 114 - Seção F – Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Método Janbu Corrected –Slide.....	119
Figura 115 - Seção F – Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Método Spencer - Slide .....	119
Figura 116 – Seção E - Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Completa – Plaxis – FS=1,0.....	120
Figura 117 - Seção E - Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Reduzida – Plaxis- FS=1,0.....	121
Figura 118 - Seção F - Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Completa – Plaxis – FS=1,0.....	121
Figura 119 – Perfil de deslocamentos da seção F .....	122
Figura 120 – Deslocamentos encontrados seção F .....	122
Figura 121 - Perfil de deslocamentos da seção E .....	123
Figura 122 – Deslocamentos encontrados seção E .....	123
Figura 123 – Deslocamentos do inclinômetro I-02 .....	124
Figura 124 – Comparativo dos deslocamentos Plaxis x Inclinômetro .....	125

Figura 125 – Seção E com o solo 2 dividido em 3 camadas.....	125
Figura 126 – Seção F com o solo 2 dividido em 3 camadas .....	126
Figura 127 – Deslocamentos Seção E – Plaxis.....	127
Figura 128 – Deslocamentos obtidos seção E .....	127
Figura 129 – Deslocamentos Seção F – Plaxis.....	128
Figura 130 – Deslocamentos obtidos seção F .....	128
Figura 131 – Comparativo dos Deslocamentos para a nova modelagem .....	129
Figura 132 – Exemplo de uma drenagem superficial completa para o local. (PINI, 2011) .....	131

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais classificações de movimentos de massa no Brasil (FERNANDES e AMARAL, 1998).....	24
Tabela 2 - Principais tipos de movimentos de massa no Brasil (AUGUSTO FILHO, 1992).....	25
Tabela 3 – Lista das Principais causas de movimentos de massa (CRUDEN e VARNES, 1996) .....	32
Tabela 4 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais jovens decorrentes de rochas metamórficas (COSTA FILHO, 1989).....	36
Tabela 5 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais brasileiros (BRESSANI, 2001).....	37
Tabela 6 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais do estado do Rio Grande do Sul, estudados por (BRESSANI, 2001). .....	38
Tabela 7 - Influência da qualidade da investigação nos fatores de segurança (Wright, 1977 apud (SCHNAID, 2000).....	39
Tabela 8 – Fatores de segurança recomendado pela (NBR-6122, 1996) .....	40
Tabela 9 – Vantagens e desvantagens do ensaio de cisalhamento direto.....	49
Tabela 10 – Vantagens e Desvantagens do Ensaio Triaxial .....	51
Tabela 11 - Importância da análise probabilística de estabilidade de taludes (DUCAN J., 2001) apud (FLORES, 2008).....	53
Tabela 12 - Tipos e Características das Análises Determinísticas (MOTA, 2014) ....	54
Tabela 13 - Relação de características dos principais métodos de Cálculo de Estabilidade por Equilíbrio Limite (RIBEIRO JUNIOR, 2011) .....	55
Tabela 14 – Classificação dos Solos.....	88
Tabela 15 – Índices Físicos.....	98
Tabela 16 – Valores de Resistência – Cisalhamento Direto.....	98
Tabela 17 – Valores de resistência do ensaio triaxial .....	103
Tabela 18 – Módulos de Deformabilidade .....	103
Tabela 19 – Resultados dos dois ensaios.....	104
Tabela 20 - Avaliação dos Parâmetros de Resistência e deformabilidade em Função do SPT (BOWLES, 1997).....	109
Tabela 21 –Parâmetros de Resistência (AGUILERA, 2009) .....	109



Tabela 22 – Valores Típicos de Permeabilidade (CASAGRANDE e FADUM, 1940)	109
.....	
Tabela 23 – Parâmetros utilizados nos Programas.....	110
Tabela 24 – Correlação Módulo de Elasticidade x $N_{SPT}$ (DÉCOURT, 1996) .....	126
Tabela 25 – Módulos de Deformabilidade adotados para as subcamadas da seção E	
.....	126
Tabela 26 – Módulos de Deformabilidade adotados para as subcamadas da seção F	
.....	126

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Ensaio de Penetração de Cone
FS	Fator de Segurança
IP	Índice de Plasticidade
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
L.L.	Limite de Liquidez
L.P.	Limite de Plasticidade
SPT	Sondagem à Percussão
N.A.	Nível d' Água
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

## LISTA DE SÍMBOLOS

$c$	Coesão
$E$	Modulo de Elasticidade
$e$	Índice de Vazios
$G_s$	Densidade dos Grãos
$h_o$	Teor de Umidade
$k$	Coefficiente de Permeabilidade
$N_{SPT}$	Índice de Resistência à Penetração
$S$	Grau de Saturação
$\phi$	Ângulo de Atrito
$\phi'$	Ângulo de Atrito Efetivo
$\gamma_{nat}$	Peso Específico Natural
$\gamma_s$	Peso Específico Seco
$\tau$	Tensão Cisalhante
$\sigma$	Tensão Normal
$\nu$	Coefficiente de Poisson

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>20</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>22</b>
<b>1.1 Movimentos de Massa</b> .....	<b>22</b>
1.1.1 Tipos de Movimentos de Massa.....	23
1.1.2 Fatores Condicionantes.....	31
<b>1.2 Intemperismo</b> .....	<b>33</b>
1.2.1 Aspectos Comportamentais dos Solos Residuais de Gnaisse .....	34
1.2.2 Resistência ao Cisalhamento de Solos Residuais .....	35
<b>1.3 Ensaios de Campo</b> .....	<b>39</b>
1.3.1 Sondagem a percussão.....	40
1.3.2 Sondagem Rotativa .....	41
1.3.3 Sondagem Mista .....	42
<b>1.4 Resistência ao Cisalhamento dos Solos</b> .....	<b>42</b>
1.4.1 Coesão .....	43
1.4.2 Ângulo de Atrito .....	43
1.4.3 Critérios de Ruptura .....	44
<b>1.5 Ensaios para Determinação da Resistência ao cisalhamento dos Solos</b> ....	<b>46</b>
1.5.1 Ensaio de Cisalhamento Direto .....	47
1.5.2 Ensaio de Compressão Triaxial.....	49
<b>1.6 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes</b> .....	<b>52</b>
1.6.1 Análise Probabilística .....	52
1.6.2 Análise Determinística.....	53
<b>1.7 Ferramentas Computacionais</b> .....	<b>56</b>
1.7.1 Plaxis 2D .....	57
1.7.2 Slide 2D.....	57
<b>2 DESCRIÇÃO DO CASO EM ESTUDO</b> .....	<b>59</b>
<b>2.1 Histórico do Problema</b> .....	<b>59</b>
<b>2.2 Investigação Geotécnica e Topográfica</b> .....	<b>64</b>
2.2.1 Topografia da Região .....	64
2.2.2 Sondagens .....	73
<b>3 INSTRUMENTAÇÃO</b> .....	<b>78</b>

<b>3.1 Inclínômetros</b> .....	<b>78</b>
<b>3.2 Piezômetros</b> .....	<b>82</b>
<b>4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO</b> .....	<b>84</b>
<b>4.1 Ensaios de Caracterização</b> .....	<b>86</b>
<b>4.2 Ensaios de Resistência ao Cisalhamento dos Solos</b> .....	<b>88</b>
4.2.1 Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto.....	91
4.2.2 Resultados dos Ensaios Triaxiais (CD) .....	98
4.2.1 Comparação entre os Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxiais .....	103
<b>5 ANÁLISE NUMÉRICA</b> .....	<b>105</b>
<b>5.1 Geometria</b> .....	<b>106</b>
<b>5.2 Condições de Contorno</b> .....	<b>107</b>
<b>5.3 Parâmetros Adotados</b> .....	<b>108</b>
<b>5.4 Retroanálise do escorregamento: Condição inicial (2011)</b> .....	<b>110</b>
5.4.1 Análise de estabilidade pelo Slide.....	110
5.4.2 Análise de estabilidade pelo Plaxis .....	113
<b>5.5 Previsão dos fatores de segurança para condição atual</b> .....	<b>115</b>
5.5.1 Análise de estabilidade na condição atual pelo Slide.....	115
5.5.2 Análise de estabilidade na situação crítica pelo Slide .....	117
5.5.1 Análise de estabilidade na situação crítica pelo Plaxis .....	120
<b>5.6 Análise dos deslocamentos: Programa Plaxis</b> .....	<b>121</b>
5.6.1 Análise dos deslocamentos com o aumento do modulo de elasticidade.....	125
<b>5.7 Discussão dos resultados</b> .....	<b>129</b>
<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>131</b>
<b>SUGESTÃO PARA FUTUROS TRABALHOS</b> .....	<b>133</b>
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>134</b>
<b>ANEXO</b> .....	<b>140</b>

## INTRODUÇÃO

Os escorregamentos destacam-se como o tipo de acidente de origem geológica mais comum, principalmente no período das chuvas. O estudo dos processos de instabilização de taludes e suas formas de contenção tornam-se necessários, devido a desastrosas consequências que os escorregamentos acarretam e a frequência que os mesmos acontecem.

Os órgãos rodoviários têm convivido com um número muito grande de processos de instabilização de taludes. Alguns desses processos podem se desenvolver devido à insuficiência de estudos geológico-geotécnicos na fase de projeto, fatores construtivos e/ou à falta de manutenção. Assim, importantes rodovias brasileiras apresentam muitos dos seus taludes afetados por escorregamentos.

Um exemplo marcante desses desastres ocorreu no município de Nova Friburgo, situado na região centro-oeste do estado do Rio de Janeiro, uma série de deslizamentos ocorridos no mês de Janeiro de 2011, após uma sequência de chuvas fortes em um curto período de tempo. Esse desastre gerou problemas espalhados por toda a região, algumas obras foram realizadas, outras estão em andamento, mas devido ao grande número de áreas de risco e a verba destinada para as obras, alguns locais foram escolhidos para obras emergenciais, outros com soluções provisórias, e certos locais passaram por obras que não solucionaram o problema.

A presente dissertação de mestrado apresenta uma investigação das causas que levaram um talude rodoviário à ruptura, localizado no Km 78 da RJ-116, no município de Nova Friburgo, no Estado do Rio de Janeiro.

O talude em estudo possui um longo histórico de movimentações, em direção à estrada. Os problemas de instabilidade são visíveis, observando-se o levantamento da pista.

Foram levantados aspectos geológicos e geomorfológicos da região, a partir de dados de topografia e resultados de sondagens a percussão. Os solos que compõem o perfil foram caracterizados, bem como executados ensaios de cisalhamento direto e triaxiais com amostras indeformadas, buscando-se determinar parâmetros de resistência para a compreensão do problema.

## **Objetivo**

O objetivo deste trabalho consiste na compreensão das causas de instabilidade do talude em estudo, e na busca de uma solução definitiva para as movimentações. Para isto serão retiradas amostras indeformadas dos solos envolvidos e realizados ensaios de laboratório (caracterização, cisalhamento direto e triaxial). A partir dos parâmetros geotécnicos dos solos, e de dados coletados da instrumentação de campo (piezometria e inclinometria), serão executadas retroanálises a partir de métodos de análises de equilíbrio limite e de elementos finitos, buscando-se entender o histórico de movimentações e propor uma solução para o problema.

## **Estrutura da Dissertação**

Após esta introdução é apresentado o capítulo 1 onde é feita uma revisão bibliográfica sobre o assunto, buscando-se apresentar, de forma ampla, os principais aspectos relacionados aos movimentos de terra, alguns ensaios de campo e laboratório, descrever um pouco sobre resistência dos solos e apresentar alguns métodos e ferramentas de análise de estabilidade. O capítulo 2 apresentará todo o histórico do problema e as informações correspondentes a topografia e geologia da região. O capítulo 3 detalhará as instrumentações implantadas no talude. O capítulo 4 mostrará todos os resultados dos ensaios de laboratório e os seus objetivos. O capítulo 5 será composto pelas condições e parâmetros utilizados nos programas computacionais e pela apresentação da análise dos resultados. E por fim teremos a conclusão sobre tudo que foi investigado e apresentação das possíveis causas e soluções para o problema.

# 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 1.1 Movimentos de Massa

Para compreender os tipos de movimento de massa, deve-se entender a definição de encostas ou taludes. Os taludes podem ser naturais ou artificiais, conforme mostrado na Figura 1.

Taludes ou encostas naturais são definidos como superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos (AUGUSTO FILHO e VIRGILI, 1998).

Os taludes artificiais são taludes naturais alterados ou criados por ações humanas, encontrados por exemplo em barragens de reservatórios, rodovias e ferrovias.



**Figura 1 - Taludes naturais e artificiais (IPT, 2014).**

Os dois tipos de taludes estão sujeitos a movimentos de massa. Segundo Costa Nunes (1970) a força da gravidade por si só não é suficiente para provocar a ruptura de um talude. Portanto, a estabilidade do talude está também condicionada às propriedades geotécnicas dos materiais constituintes, à forma do talude e maciços adjacentes, à constituição e distribuição das discontinuidades, à presença de água, às tensões internas, aos abalos sísmicos ou outras ações dinâmicas.



Mecanicamente, um escorregamento de massa ocorre quando as tensões solicitantes excedem a resistência ao cisalhamento do solo. A condição de estabilidade é definida através do Fator de Segurança (FS). Matematicamente, esse fator é definido como a expressão do balanço entre as forças resistivas (que tendem a manter o talude estável) e as forças cisalhantes (que tendem a movimentar o talude para baixo) ou simplesmente como a razão entre a resistência cisalhante média e a tensão cisalhante ao longo da superfície crítica de ruptura. Valores de FS iguais a 1,0 indicam condições limites de estabilidade (meta-estabilidade). A estabilidade é garantida para valores de FS maiores do que 1,0 (SILVA, 2005)

Esses valores de FS são definidos por normas ou adotados por um engenheiro responsável, podendo variar devido à falta de informações necessárias, ou por precaução com influências externas humanas ou da natureza. Esse tema será abordado no item 1.3.

#### 1.1.1 Tipos de Movimentos de Massa

Na literatura, existem diversas classificações de movimentos de massa propostas por diferentes autores internacionais e nacionais. Os principais critérios para classificação são: a velocidade, o mecanismo do movimento, o tipo de material deslizado, as deformações, a geometria e a presença de água.

A Tabela 1 apresenta um resumo destas classificações por três autores nacionais.

**Tabela 1 - Principais classificações de movimentos de massa no Brasil (FERNANDES e AMARAL, 1998).**

Freire (1965)	Guidicini e Nieble (1984)	IPT (1991)
Escoamentos: Rastejos corridas	Escoamentos: Rastejos corridas	Rastejos Corridas de Massa
Escorregamentos: rotacionais translacionais	Escorregamentos: rotacionais translacionais queda de blocos queda de detritos	Escorregamentos
Subsidências e Desabamentos	Subsidências: subsidiências recalques desabamentos	Quedas e Tombamentos
—	Formas de Transição Movimentos Complexos	—

Augusto Filho (1992) descreve de forma mais profundas os principais tipos de movimentos de massa que ocorrem no Brasil, conforme a Tabela 2.

É possível notar diferenças significativas entre os vários sistemas de classificação. Isto se deve, sobretudo, à falta de um critério único. Cada autor atribui maior importância a um determinado parâmetro, seja a velocidade, os materiais envolvidos, o modo de deformação, etc. Entretanto, nota-se que alguns tipos genéricos de movimentos de massa estão presentes na maior parte das classificações. São eles: o rastejo (*creep*), as corridas (*flows*), os escorregamentos (*slides*) e as quedas de blocos (*rockfalls*).

**Tabela 2 - Principais tipos de movimentos de massa no Brasil (AUGUSTO FILHO, 1992).**

Processos	Características do movimento	Material	Geometria
<p>RASTEJO ("CREEP")</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- vários planos de deslocamento (internos)</li> <li>- velocidades muito baixas a baixas (cm/ano) e decrescentes com a profundidade</li> <li>- movimentos constantes, sazonais ou intermitentes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Solo</li> <li>- Depósitos</li> <li>- Rocha alterada e/ou fraturada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Geometria indefinida</li> </ul>
<p>ESCORREGAMENTOS ("SLIDES")</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- poucos planos de deslocamento (externo)</li> <li>- velocidades médias (m/h) a altas (m/s)</li> <li>- pequenos a grandes volumes de material</li> </ul>	<p>Geometria e materiais variáveis:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Planares – solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza</li> <li>- Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas</li> <li>- Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza</li> </ul>	
<p>QUEDAS ("FALLS")</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- sem plano de deslocamento</li> <li>- movimento tipo queda livre ou em plano inclinado</li> <li>- pequenos à médios volumes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Material rochoso</li> </ul>	<p>Geometria variável:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- lascas</li> <li>- placas</li> <li>- blocos</li> <li>- e outras</li> </ul>
<p>CORRIDAS ("FLOWS")</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação)</li> <li>- movimento semelhante a um líquido viscoso</li> <li>- desenvolvimento ao longo de drenagens</li> <li>- velocidades médias a altas</li> <li>- grandes volumes de material</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mobilização de solo, rocha, detritos e água</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas</li> </ul>

## Rastejo

Movimentos com velocidades muito baixas e movimentações constantes, sazonais ou intermitentes.

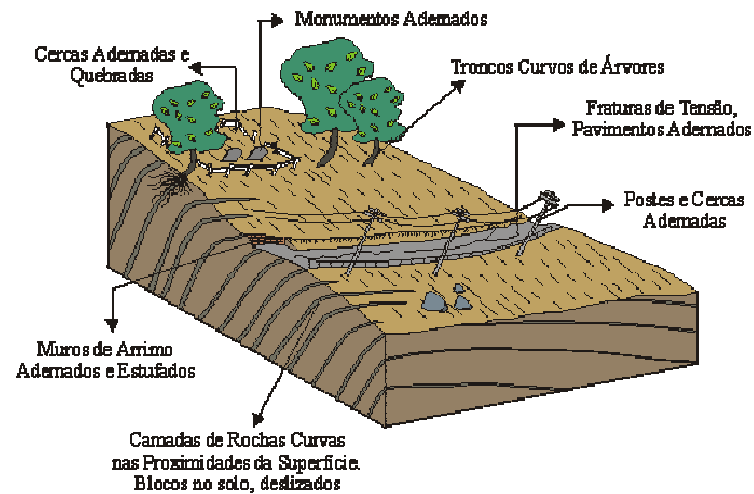


Figura 2 – Rastejo (REIS, 2001).

## Quedas de Blocos

Movimento de queda livre onde os materiais envolvidos são lascas, placas ou blocos de rocha.



Figura 3 – Queda de Blocos Fonte: Lynn Highland, USGS

## **Corridas**

Movimento com velocidades altas e de longo alcance. Mobilização de solo, rocha, detritos e água



**Figura 4 – Corrida Fonte: Sabo Dept, MLIT**

Os itens subsequentes apresentam detalhes sobre escorregamentos e suas variações.

## **Escorregamentos**

Escorregamentos são, em geral, movimentos de massa de significativa frequência na natureza.

Duas causas podem ser responsáveis pela ocorrência de escorregamentos; o aumento do peso da massa potencialmente instável ou a diminuição da resistência ao cisalhamento (CAPUTO, 1981).

Devido aos fatores geomorfológicos, geotécnicos e geológicos é difícil prever onde e quando um escorregamento pode acontecer. Contudo, sabe-se que a infiltração de água em períodos chuvosos tem um papel fundamental na deflagração dos escorregamentos, já que o aumento da poropressão provoca a redução da tensão efetiva do solo e, conseqüentemente, a redução na sua resistência ao cisalhamento.

De acordo com a geometria da encosta e os materiais envolvidos, os escorregamentos podem ser divididos em três tipos: Rotacionais, translacionais e em cunha.

#### a) Escorregamentos Rotacionais:

Highland e Bobrowsky (2008) definem escorregamentos rotacionais, ilustrados na Figura 5, como um tipo de deslizamento em que a superfície da ruptura é curvada no sentido superior (em forma de colher) e o movimento da queda é mais ou menos rotatório em torno de um eixo paralelo ao contorno do talude. A massa deslocada pode, sob certas circunstâncias, mover-se de maneira relativamente coerente, ao longo da superfície de ruptura e com pouca deformação interna. O topo do material deslocado pode mover-se quase que verticalmente para baixo e a parte superior desse material pode inclinar-se para trás em direção ao talude. Os autores destacam também que nos escorregamentos rotacionais é comum a ocorrência de várias rupturas paralelas e sucessivas no mesmo escorregamento. Os principais mecanismos deflagradores deste efeito são: as chuvas e a erosão do pé do talude por ações antrópicas ou por causas naturais.

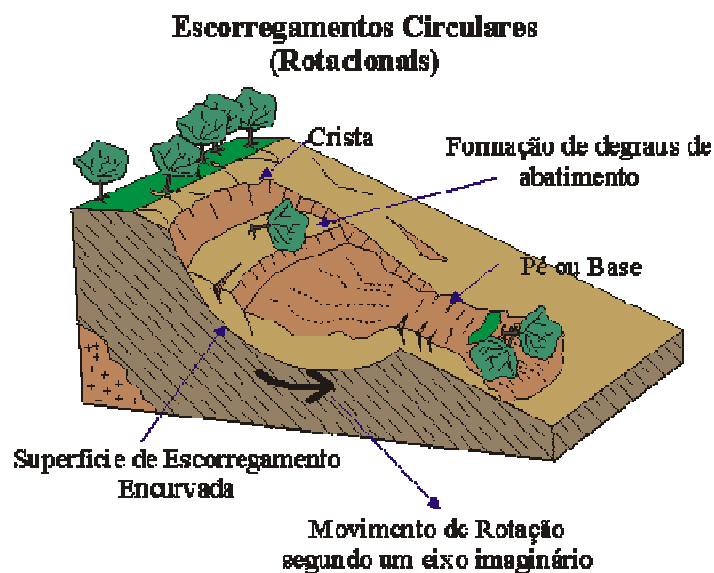
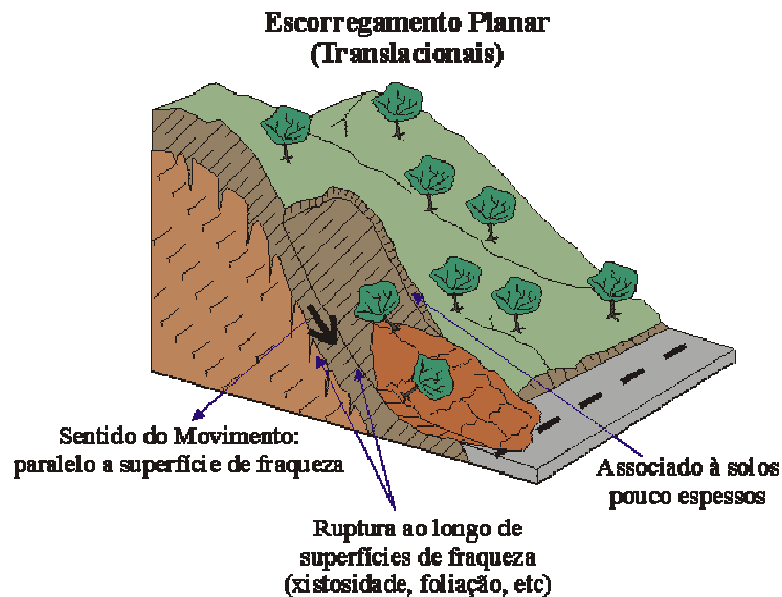


Figura 5 – Escorregamento Rotacional (REIS, 2001).

#### b) Escorregamentos Translacionais:

De acordo com Highland e Bobrowsky (2008), a massa de um escorregamento translacional move-se para fora, ou para baixo e para fora, ao longo

de uma superfície relativamente plana, com pequeno movimento rotacional ou inclinação para trás (Figura 6). Esse tipo de deslizamento pode progredir por distâncias consideráveis, se a superfície da ruptura estiver suficientemente inclinada, ao contrário dos escorregamentos rotacionais, que normalmente ocorrem ao longo de descontinuidades geológicas tais como falhas, junções, superfícies, estratificações, ou o ponto de contato entre rocha e solo.



**Figura 6 – Escorregamento Translacional (REIS, 2001).**

Carvalho et al (2007) evidenciam a alta frequência deste tipo de movimento das encostas brasileiras devido às altas declividades e heterogeneidade de solos e rochas, formando descontinuidades mecânicas e hidrológicas, como, por exemplo, planos de fraqueza como foliação, xistosidade, fraturas, falhas.

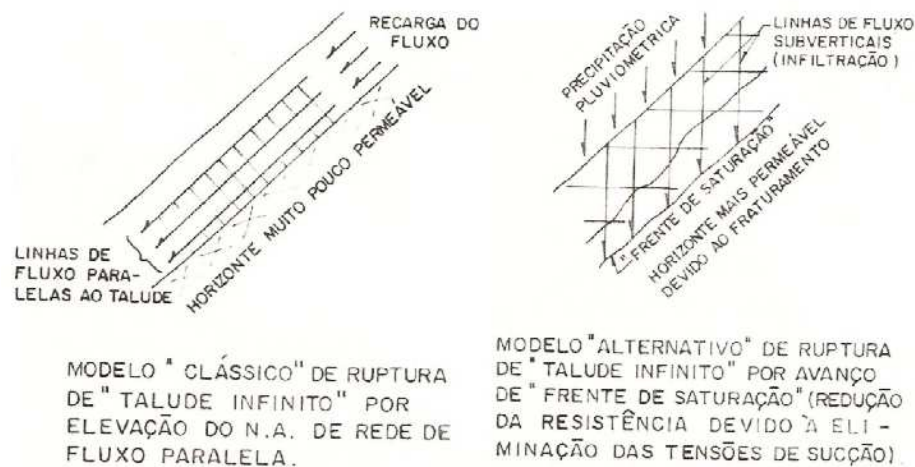
Segundo Wolle (1988), há dois tipos prováveis de mecanismos que podem explicar a deflagração destes movimentos, ambos associados aos efeitos causados pela infiltração das águas de chuva, como pode ser observado na Figura 7.

O primeiro tipo de mecanismo, denominado “clássico”, envolve a elevação do nível de água pré-existente, devido a uma rede de fluxo gerada pela água infiltrada. Neste caso, há um acréscimo nas poropressões no interior do maciço gerando uma diminuição nas tensões efetivas.

A condição básica para a ocorrência deste mecanismo é a existência de uma camada impermeável subjacente aos horizontes superficiais, onde possa constatar a

diminuição da condutividade hidráulica com o aumento da profundidade, ao longo do perfil.

O segundo tipo de mecanismo ocorre quando há a formação de uma frente de umedecimento, sem nível de água pré-existente, causando eliminação ou redução da sucção devido à infiltração das águas de chuva. Neste caso, há um aumento da condutividade hidráulica ao longo da profundidade e a direção de fluxo é praticamente na vertical.



**Figura 7 - Ilustração dos dois tipos de mecanismos de instabilização associados aos escorregamentos translacionais (WOLLE, 1988).**

Os escorregamentos translacionais podem ser divididos ainda em três grupos em função do tipo de material deslizado: Rocha, Solo e Rocha com Solo.

**Escorregamentos translacionais de rocha:** a movimentação se dá em planos de fraqueza que correspondem às superfícies associadas à estruturas geológicas, tais como, estratificação, xistosidade, gnaissificação, acamamento, falhas, juntas de alívio de tensões e outras.

**Escorregamentos translacionais de solo:** os movimentos ocorrem ao longo de uma superfície plana condicionada a alguma feição estrutural do substrato, dentro do manto de alteração, com forma tabular e espessuras que dependem da natureza das rochas, do clima e do relevo. Em geral, o movimento é de curta duração, de velocidade elevada e grande poder de destruição. Os escorregamentos translacionais associados com maior quantidade de água podem passar a corridas,



ou podem se converter em rastejo, após a acumulação do material movimentado no pé da vertente.

**Escorregamentos translacionais de rocha e solo:** a massa transportada pelo movimento apresenta um volume de rocha significativo. O que melhor representa tais movimentos é a que envolve massas de tálus/colúvio. Os depósitos de tálus/colúvio que, em geral, encontram-se nos sopés das escarpas, são constituídos por blocos rochosos e fragmentos de tamanhos variados envolvidos em matriz terrosa, provenientes do mesmo processo de acumulação.

### c) Escorregamentos em Cunha:

Os escorregamentos em cunha, Figura 8, têm ocorrência mais restrita às regiões que apresentam um relevo fortemente controlado por estruturas geológicas. São associados aos maciços rochosos pouco ou muito alterados, nos quais a existência de duas estruturas planares, desfavoráveis à estabilidade, condiciona o deslocamento de um prisma ao longo do eixo de intersecção destes planos. (TOMINAGA, 2009)

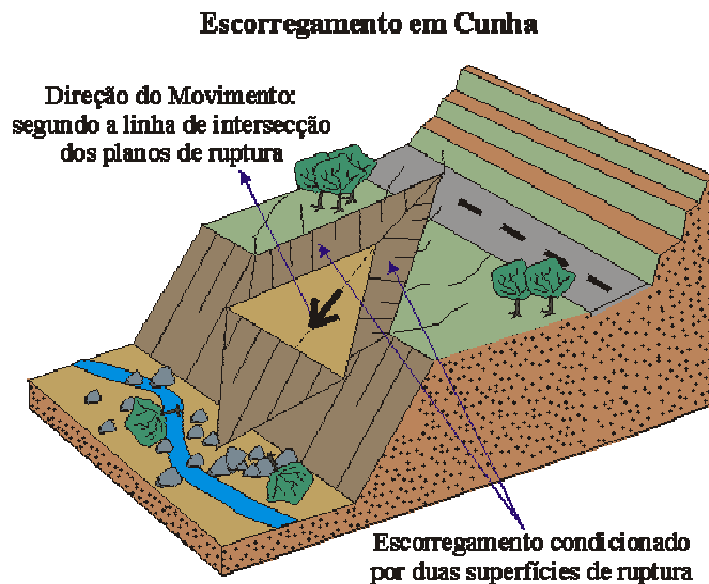


Figura 8 – Escorregamento em Cunha (REIS, 2001).

#### 1.1.2 Fatores Condicionantes

Na maioria dos processos de instabilização de encostas e taludes, atuam, mais de um fator condicionante.

A principais causas destes movimentos, divididas em 4 grupos, estão listadas na Tabela 3.

**Tabela 3 – Lista das Principais causas de movimentos de massa (CRUDEN e VARNES, 1996)**

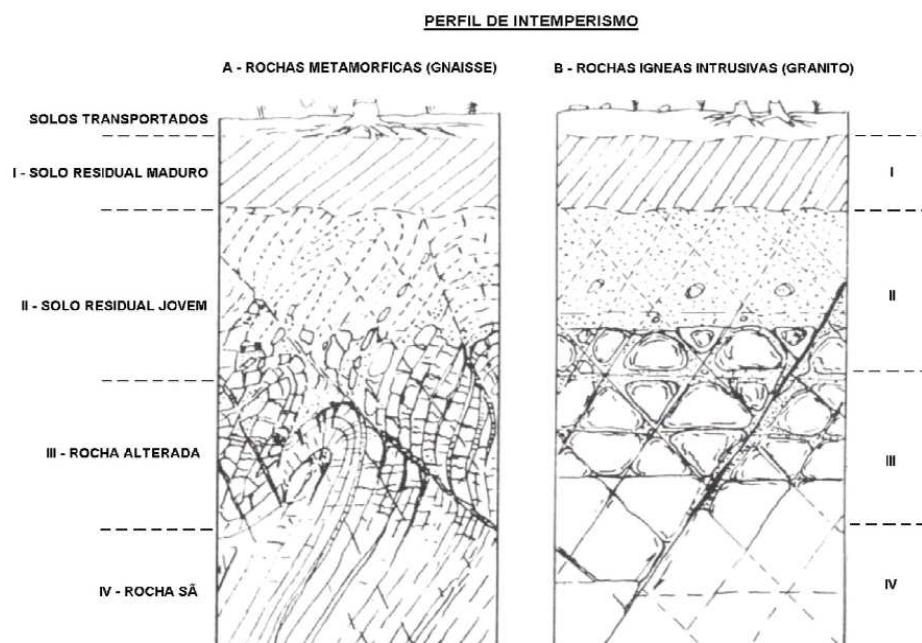
CAUSAS GEOLÓGICAS	CAUSAS MORFOLÓGICAS	CAUSAS FÍSICAS	CAUSAS HUMANAS
Materiais fracos	Levantamento tectônico ou vulcânico	Chuvas intensas	Escavações de taludes
Materiais sensíveis	Alívio por degelo -	Derretimento rápido de neve	Sobrecarga no talude ou na crista
Materiais intemperizados	Erosão fluvial no pé do talude	Precipitações excepcionalmente prolongadas	Rebaixamento (reservatórios)
Materiais fissurados ou fraturados	Erosão glacial no pé do talude	Terremotos	Irrigação
Orientação desfavorável de descontinuidades (acamamento, xistosidade, etc.)	Erosão nas margens laterais	Erupções vulcânicas	Mineração
Orientação desfavorável de descontinuidades estruturais (falhas, contatos, inconformidades, etc.)	Erosão subterrânea (Solução e <i>piping</i> )	Descongelamento	Vibração artificial
Contraste de permeabilidade	Deposição de cargas no talude ou na crista	Intemperismo por congelamento e descongelamento	Vazamento de água
Contraste de rigidez (materiais densos, rígidos sobre materiais plástico)	Remoção da vegetação (fogo, seca)	intemperismo por expansão e retração	

## 1.2 Intemperismo

O intemperismo tem grande influência sobre as propriedades dos solos como, por exemplo, a resistência ao cisalhamento, compressibilidade, permeabilidade e coeficiente de empuxo lateral. Essas propriedades são modificadas como resultado do intemperismo, sendo que a magnitude destas modificações depende do nível das mudanças provocadas na estrutura dos solos pelos processos intempéricos (CHANDLER, 1969).

O resultado da ação do intemperismo, seja ele físico (mudança na estrutura, resistência e textura da rocha) ou químico (mudança na composição e microestrutura por decomposição), dá origem à formação de um “perfil de alteração” ou “perfil de solo”, constituído por uma sequência de camadas distintas por suas características físicas, químicas, mineralógicas, morfológicas e biológicas. (OLIVEIRA, 2006)

Os maciços rochosos intemperizados apresentam em geral uma sequência de camadas que mostram o avanço da alteração em profundidade. Os autores (DEERE e PATTON, 1971) propuseram um perfil sumarizado em quatro camadas representativas, Figura 9.



**Figura 9 - Perfil de intemperismo: a) rocha metamórfica; b) rocha ígnea intrusiva. (Adaptado de DEERE e PATTON, 1971).**

Estas camadas correspondem a:

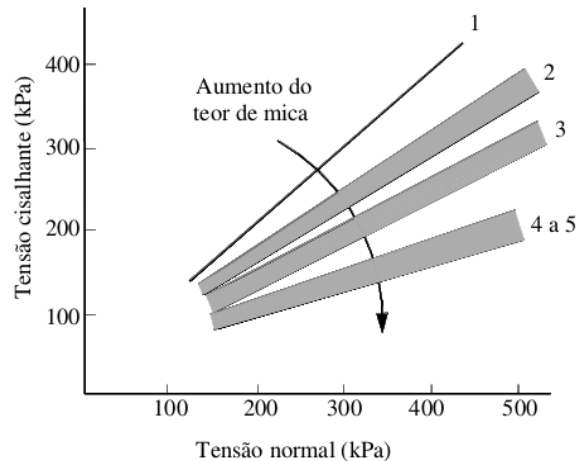
- **Rocha sã:** Setores do maciço ainda não atingidos pelo intemperismo, os minerais apresentam-se com brilho e sem sinais evidentes de alteração.
- **Rocha alterada:** Camada onde os minerais exibem sinais evidentes de alteração (perda de brilho e cor), especialmente ao longo das juntas e falhas.
- **Solo residual jovem:** Camada de solo constituído por minerais primários e secundários, que ainda guarda características herdadas da rocha original (estrutura reliquiar). Pode conter alguns blocos rochosos na sua massa.
- **Solo residual maduro:** Constituído por minerais secundários (transformados e neoformados) e primários que resistiram ao intemperismo, de granulação variável dependendo do tipo de rocha de origem. Trata-se geralmente de um solo homogêneo e com estrutura porosa.

#### 1.2.1 Aspectos Comportamentais dos Solos Residuais de Gnaisse

Os solos residuais são solos formados a partir da desintegração e decomposição da rocha, por processos de intemperismo. A ação do intemperismo sobre as rochas é gradual, variando em função do tipo da rocha e das condições climáticas locais.

Os feldspatos, em graus variados de alteração, e as micas, que se distribuem invariavelmente de forma orientada, tendem a determinar o comportamento dos solos residuais de gnaisse. Solos mais micáceos tendem a ter menor resistência ao cisalhamento quanto maior o teor de mica (menor resistência ao cisalhamento drenada sob condições inundadas) (SANDRONI, 1981).

A Figura 10 mostra um gráfico com envoltórias de resistência ao cisalhamento que ilustram o decréscimo de resistência de solos residuais de gnaisse à medida que o teor de mica aumenta para cinco solos por Sandroni (1981) na década de 70.



**Figura 10 - Relação entre mineralogia e resistência ao cisalhamento de solos residuais de gnaisse (SANDRONI, 1981).**

### 1.2.2 Resistência ao Cisalhamento de Solos Residuais

A resistência ao cisalhamento dos materiais integrantes de um perfil de intemperismo de rochas, como as graníticas e as gnáissicas, é influenciada por diferentes fatores, que variam em função do grau de intemperismo. (Dearman et al., 1978) apud (BERNARDES, 2003)

Nos primeiros estágios de intemperismo, a resistência ao cisalhamento passa a ser controlada, principalmente, pela resistência das discontinuidades. Deve-se levar em conta também os aspectos de comportamento relacionados à presença de superfícies polidas nestas discontinuidades ("*slickensides*") ou ao preenchimento destas discontinuidades com argilas ou outros materiais. A localização destas zonas de fraqueza, nos seus diferentes graus de alteração, não é uma tarefa fácil, pois depende da intensidade do programa de investigação geotécnica e de conhecimentos de geologia estrutural (BASTOS, 1991)

Costa Filho (1989) mostra que é usual a ocorrência de anisotropia nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, no caso de solos residuais originados de rochas metamórficas (Tabela 4), onde os parâmetros de resistência paralelo e perpendicular são em relação aos planos de xistosidade de cada material.

**Tabela 4 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais jovens decorrentes de rochas metamórficas (COSTA FILHO, 1989).**

Rocha Matriz	Macro-estrutura	Parâmetros de Resistência (ensaio de cisalhamento direto)		Condição de Saturação	Referência
		Paralelo	Perpendicular		
Quartzito Ferrítico	Laminado (silte arenoso)	c= 20kPa $\phi=37^\circ$	c= 50kPa $\phi=44^\circ$	Parcialmente saturado	Sandroni (1985)
Quartzito Micáceo	Xistoso (areia siltosa)	c= 40kPa $\phi=22^\circ$	c= 45kPa $\phi=27^\circ$	Parcialmente saturado	Sandroni (1985)
Gnaise Migmatítico	Em camadas (camadas ricas em mica)	c= 40kPa $\phi=22^\circ$	c= 52kPa $\phi=23^\circ$	Parcialmente saturado	Campos (1974)
		c= 30kPa $\phi=21^\circ$	c= 49kPa $\phi=22^\circ$	Submerso	
Xisto	Laminado (silte arenoso)	c= 78kPa $\phi=28^\circ$	c= 100kPa $\phi=27^\circ$	Parcialmente saturado	Durci and Vargas (1983)
Filito (micáceo)	Xistoso (silte)	c= 10kPa $\phi=29^\circ$	c= 60kPa $\phi=41^\circ$	Parcialmente saturado	Durci and Vargas (1983)

A Tabela 5 apresenta um resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento residual de diversos solos tropicais brasileiros, indicando também a fração argila e o índice de plasticidade de cada solo.

**Tabela 5 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais brasileiros (BRESSANI, 2001).**

Referência	Descrição do solo	IP (%)	FA (%)	$c'_r$ (kPa)	$\phi'_r$ (°)
Lacerda e Silveira (1992)	Solo saprolítico de quartzo-diorito, micáceo	8	5-9	0	16
Chammas (1976)	Solo saprolítico de migmatito	NP	25	0	25
Chammas (1976)	Solo saprolítico de migmatito, micáceo	NP	20	0	17
Chammas (1976)	Solo saprolítico de migmatito, micáceo	NP	20	0	27
Seraphin (1974)	Solo saprolítico de migmatito	NP	4	0	33,5
Seraphin (1974)	Solo saprolítico de migmatito, micáceo	NP	2	4	27
Tanaka (1976)	Solo residual marrom de basalto vesicular	21	30	2-8	27-30
Tanaka (1976)	Solo residual vermelho de basalto vesicular	36	25	0-8	22,7
Simões (1991)	argila vermelha	37-48	67-69	0	12-16
Duarte (1986)	argila cinza	55	67	0	10
Kanji (1974)	Solo residual de basalto	74	66	0	10
Souza Pinto <i>et al</i> (1994)	Solo residual de basalto	24	26	0	19
Souza Pinto <i>et al</i> (1994)	Solo residual de basalto	93	54	0	10,5
Souza Pinto <i>et al</i> (1994)	Solo residual de basalto	39	56	0	9
Souza Pinto e Nader (1991)	Solo residual de migmatito, micáceo	20	20	0	17
Souza Pinto e Nader (1991)	Solo residual de migmatito, micáceo	18	10	0	22
Souza Pinto e Nader (1991)	Solo residual de migmatito, micáceo	21	8	0	21
Souza Pinto e Nader (1991)	Solo residual de gnaiss, micáceo	6	5	0	28
Souza Pinto e Nader (1991)	Solo residual de gnaiss, micáceo	11	12	0	30
Souza Pinto e Nader (1991)	Areia siltosa micácea	16	15	0	21

Bressani (2001) apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento residual de alguns solos tropicais relacionados a problemas de instabilidade de taludes no Rio Grande do Sul (Tabela 6). A resistência ao cisalhamento residual destes solos é controlada pelas tensões efetivas e principalmente por aspectos geológicos como a evolução pedológica destes solos, a mineralogia, o tamanho das partículas, a rocha de origem e o intemperismo.

**Tabela 6 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais do estado do Rio Grande do Sul, estudados por (BRESSANI, 2001).**

Formação	Descrição do solo	IP (%)	FA (%)	$\phi'_r$ (°)
Botucatu	Solo residual de arenito (horizonte C)	6	12	33,5
Botucatu	Solo residual de arenito (horizonte B)	13	44	28,7
Rosário do Sul	solo residual de arenito	12	13	27,3
Santa Maria	colúvio vermelho	27	18	19,4
Santa Maria	argila de preenchimento de fraturas	49	45	14,3
Santa Maria	solo residual de lamito vermelho	35	13	13,8
Gravataí	colúvio vermelho	10	39	36,2
Gravataí	solo cinza de preenchimento de fraturas	10	42	28,0
Gravataí	solo residual de argilito	50	74	10,6
Santa Maria	solo residual de siltito	26	22	20,4
Santa Maria	camada cinza no solo residual de siltito	42	43	17,7
Serra Geral	solo residual de basalto	19	35	10,0
Serra Geral	colúvio de basalto	46	52	11,8
Serra Geral	solo residual de basalto vesicular	72	65	11,3
Serra Geral	argila em juntas de intemperismo no basalto	75	68	8,8
Serra Geral	argila de zonas de intemperismo do basalto	46	52	14,4
Serra Geral	solo residual de basalto	25	31	20,6
Serra Geral	solo saprolítico de basalto	23	10	16,7

Ibañez (2008) estudou diversos autores de teses e artigos com solos residuais e concluiu que:

- Os efeitos de anisotropia no solo residual diminuem na medida que aumenta o grau de intemperismo, sendo insignificantes para o solo maduro.
- A ação intempérica nos contatos e fissuras da macroestrutura provoca a formação de uma matriz de argilominerais que desarticula as feições anisotrópicas, aumentando os graus de liberdade das partículas menos alteradas, e levando a um comportamento global mais isotrópico.
- A anisotropia estrutural não influi marcadamente no valor da resistência ao cisalhamento, onde as variações não ultrapassam 10%. É de se esperar, no entanto, maiores variações em solos residuais de rochas com foliação mais intensa, para baixos estágios de intemperismo.



- Efeitos anisotrópicos manifestam-se na deformabilidade do solo residual jovem, onde as rigidezes são maiores no caso de carregamento normal ao plano de xistosidade, junto com uma menor deformação na ruptura e uma maior tendência dilatante.
- Feições reliquiares (planos de fraqueza e fissuras) condicionam a resposta do solo, induzindo uma direção preferencial de ruptura.
- A permeabilidade pode variar em solos residuais jovens, com baixa porcentagem de finos, onde se favorece o fluxo na direção da foliação e das fissuras com paredes pouco intemperizadas.

### 1.3 Ensaios de Campo

O conhecimento das condições de subsolo em um determinado local é uma condição fundamental para a elaboração de projetos de fundações e de obras de contenção seguros e econômicos. No Brasil, estima-se que o custo envolvido na realização das sondagens de reconhecimento varie normalmente de 0,2% a 0,5% do custo total da obra (SCHNAID, 2000).

A importância das investigações geotécnicas pode-se refletir nos fatores de segurança das obras de engenharia. Os resultados apresentados na Tabela 7 mostram os efeitos econômicos em obras em função dos níveis de investigação adotados. Observa-se que quanto menos informações se tem sobre a obra, maior é o fator de segurança necessário, e conseqüentemente, maior é o gasto com a estrutura.

**Tabela 7 - Influência da qualidade da investigação nos fatores de segurança (Wright, 1977 apud (SCHNAID, 2000)).**

<b>Tipo de estrutura</b>	<b>Investigação precária</b>	<b>Investigação Normal</b>	<b>Investigação precisa</b>
<b>Monumental</b>	3,5	2,3	1,7
<b>Permanente</b>	2,8	1,9	1,5
<b>Temporária</b>	2,3	1,7	1,4

A NBR 6122 (1996) recomenda que os fatores de segurança a serem aplicados nos parâmetros geotécnicos empregados no dimensionamento de fundações e obras de contenção, devem ser função do nível de investigação adotado, conforme apresentado na Tabela 8.

**Tabela 8 – Fatores de segurança recomendado pela (NBR-6122, 1996)**

<b>Parâmetro</b>	<b>In situ<sup>1</sup></b>	<b>Laboratório</b>	<b>Correlação<sup>2</sup></b>
<b>Tangente do ângulo de atrito</b>	1,2	1,3	1,4
<b>Coesão (estabilidade e empuxo de terra)</b>	1,3	1,4	1,5
<b>Coesão (capacidade de carga de fundações)</b>	1,4	1,5	1,6

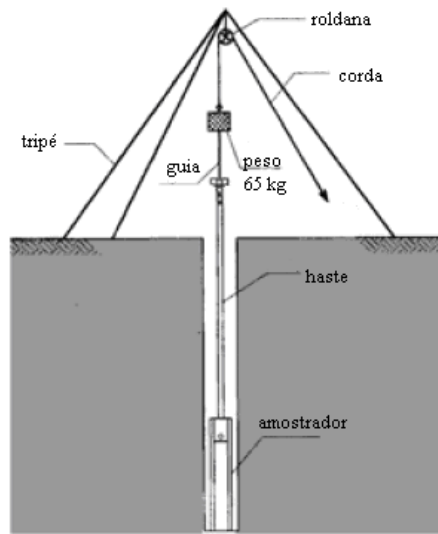
<sup>1</sup> CPT, Palheta e Pressiômetro. <sup>2</sup> SPT e Dilatômetro.

### 1.3.1 Sondagem a percussão

A Sondagem a Percussão é a mais rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica no Brasil e, praticamente, no mundo. O ensaio permite a identificação da densidade de solos granulares e da consistência de solos coesivos, possibilitando uma medida de resistência dinâmica aliada a uma sondagem de simples reconhecimento do subsolo (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

A NBR:6484 (2001) reúne especificações relativas à aparelhagem, processos de avanço de perfuração, execução de ensaio penetrométrico e amostragem, observação do nível de água e apresentação dos resultados. Além disso, esta norma possibilita a classificação das camadas de solos investigados em função dos valores de  $N_{SPT}$ .

O ensaio é realizado em três fases com penetrações de 15 cm e o  $N_{SPT}$  será a quantidade de golpes necessários para fazer penetrar os últimos 30 cm (os primeiros 15 cm são desprezados devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de penetração).



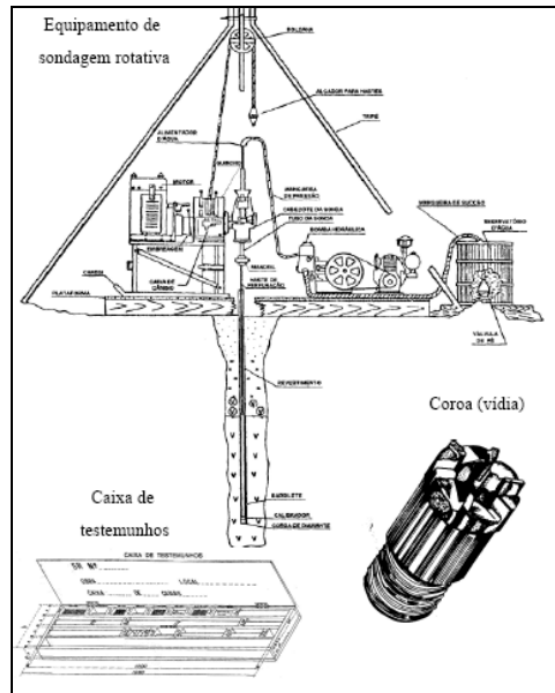
**Figura 11 - Tripé empregado na execução do ensaio SPT (DANTAS NETO, 2008).**

Carvalho (2012) reúne as referências de autores consagrados que estudaram os fatores que influenciam os resultados do ensaio SPT. Cita também que, na maioria dos casos, os fatores que influenciam o  $N_{SPT}$  podem ser classificados como sendo de três naturezas: humana, do equipamento e de procedimento.

Alguma das finalidades das sondagens: definição da estratigrafia; determinação da profundidade do NA; retirada de amostras deformadas; medida do índice de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ).

### 1.3.2 Sondagem Rotativa

A Sondagem Rotativa é utilizada para perfuração e reconhecimento de rochas e solos, através de sondas rotativas, que permitem a retirada de amostras da rocha atravessada, recuperadas através do barrilete, podendo atingir grandes profundidades.



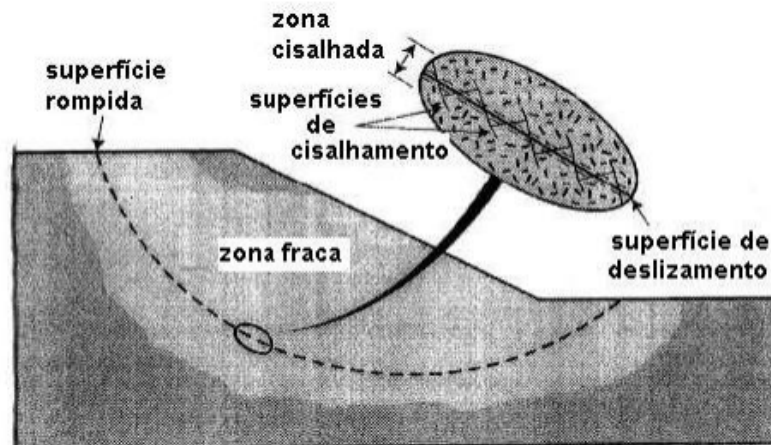
**Figura 12 - Equipamentos para sondagem rotativa (DEMIN).**

### 1.3.3 Sondagem Mista

A sondagem mista é utilizada em terrenos com presença de solos alterados e rochas, se trata de uma sondagem SPT executada junto com uma sondagem rotativa para atravessar obstáculos rochosos e identifica-los.

## 1.4 Resistencia ao Cisalhamento dos Solos

Define-se como resistência ao cisalhamento do solo a tensão cisalhante que ocorre no plano de ruptura no instante da ruptura. A ruptura em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Existe, portanto, uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada, como mostra a Figura 13. Inicialmente há a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Este processo é bem caracterizado, tanto em ensaios de cisalhamento direto, como nos escorregamentos de taludes.



**Figura 13 - Zona fraca, zona cisalhada e superfície de cisalhamento**

As características de cisalhamento do solo são representadas pela coesão do solo, pelo ângulo de atrito interno e pela resistência do solo ao cisalhamento (ORTIGÃO, 1995).

#### 1.4.1 Coesão

A coesão do solo é a força de atração entre as superfícies de suas partículas, podendo ser real ou aparente. Geralmente, a influência da coesão na resistência ao cisalhamento de solos sedimentares é muito pequena quando comparada com a resistência por atrito entre os grãos. Mas existem solos naturalmente cimentados, onde a coesão real apresenta valores significativos. Nos solos residuais, o aparecimento dessa cimentação é notável e às vezes confere ao solo resistências elevadas (VARGAS, 1977).

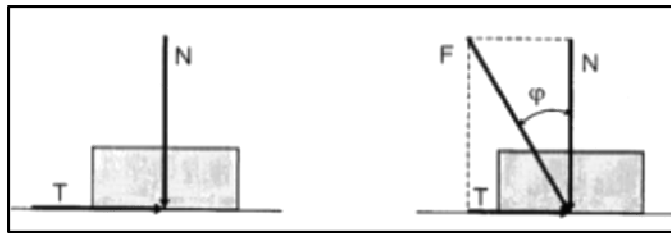
A coesão real deve ser bem diferenciada da coesão aparente: a coesão real, é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água. A coesão aparente é, na realidade, um fenômeno de atrito, onde a tensão normal que a determina é consequente da pressão capilar. Com a saturação do solo, esta parcela da resistência desaparece, donde provém o nome de aparente. (PINTO, 2000)

#### 1.4.2 Ângulo de Atrito

O ângulo de atrito do solo representa interação entre as partículas do solo, sendo definido como o ângulo máximo que a força transmitida ao solo pode fazer

com a força normal ao plano de contato, sem que ocorra deslizamento. O ângulo de atrito do solo depende de fatores como grau de compactação, percentual e tipo de argila, tamanho e forma dos grãos de areia do solo (PINTO, 2000).

A resistência friccional, conferida ao solo pelo atrito interno entre as partículas, pode ser demonstrada fazendo uma analogia com o problema de deslizamento de um corpo rígido sobre uma superfície plana horizontal, conforme mostrado na Figura 14.



**Figura 14 - Escorregamento de um corpo rígido sobre um plano horizontal (PINTO, 2000).**

A relação entre as forças tangencial e normal pode ser escrita da seguinte forma:

$$T = N \cdot \tan \varphi \quad (1)$$

Onde **N** é a força vertical transmitida pelo corpo, **T** é a força necessária para provocar o deslizamento do corpo e  $\varphi$  é o ângulo formado entre a resultante das duas forças com a normal **N**. Nos solos, é denominado ângulo de atrito interno.

#### 1.4.3 Crítérios de Ruptura

A ruptura é um estado de tensões arbitrário, o qual é escolhido na curva tensão x deformação, dependendo do critério escolhido. Independente do critério de ruptura, em geral trabalha-se com o conceito de envoltória de ruptura (ou de resistência) a qual define o lugar geométrico dos estados de tensão na ruptura. Assim sendo, estados de tensão inferiores aos da envoltória correspondem a situações de estabilidade. A região acima da envoltória corresponde a estados de tensão impossíveis de ocorrer.

Alguns critérios de ruptura serão apresentados a seguir:

- **Critério de Rankine:** a ruptura ocorre quando a tensão de tração se iguala à tensão normal máxima ( $\sigma_{\max}$ ) observada em ensaio de tração (Figura 15).

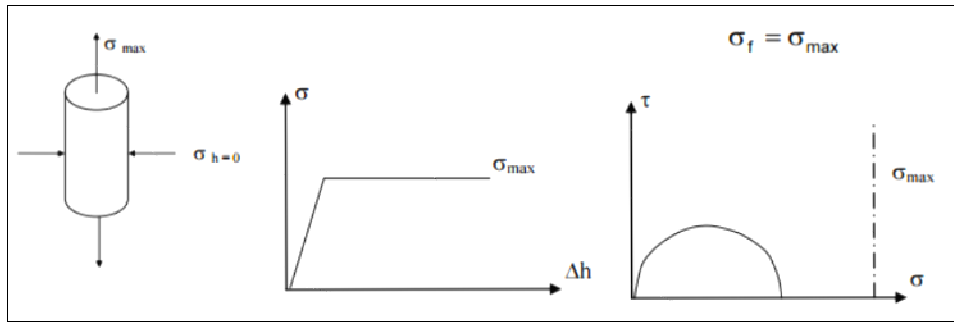


Figura 15 - Critério de Rankine

- **Critério de Tresca:** a ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento se iguala à tensão de cisalhamento máxima ( $\tau_{\max}$ ) observada em ensaio de tração (Figura 16).

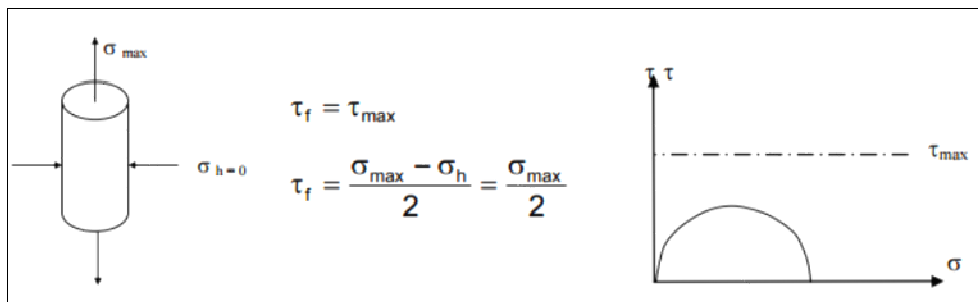


Figura 16 - Critério de Tresca

- **Critério de Mohr:** a ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes ( $\sigma, \tau$ ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima; isto é  $\tau_f = f(\sigma)$ . Esta combinação de tensões, avaliada através do círculo de Mohr, resulta em uma envoltória curva que circunscreve os círculos correspondentes à ruptura (Figura 17).

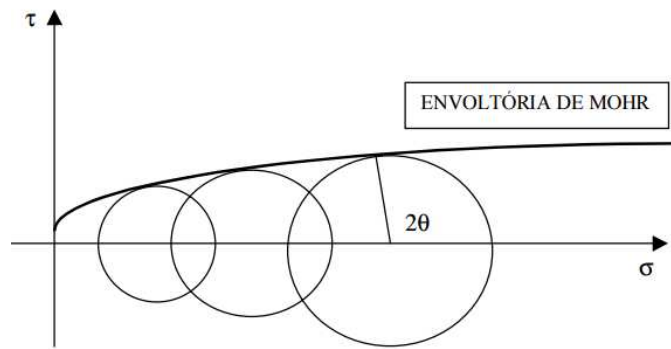


Figura 17 – Envoltória de Mohr (BASTOS, 1991)

- **Critério de Mohr-Coulomb:** este critério assume que a envoltória de Mohr é definida por uma linha reta (Figura 18), como :

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan\phi' \quad (2)$$

sendo  $c'$  e  $\phi'$  coesão e ângulo de atrito interno, respectivamente.

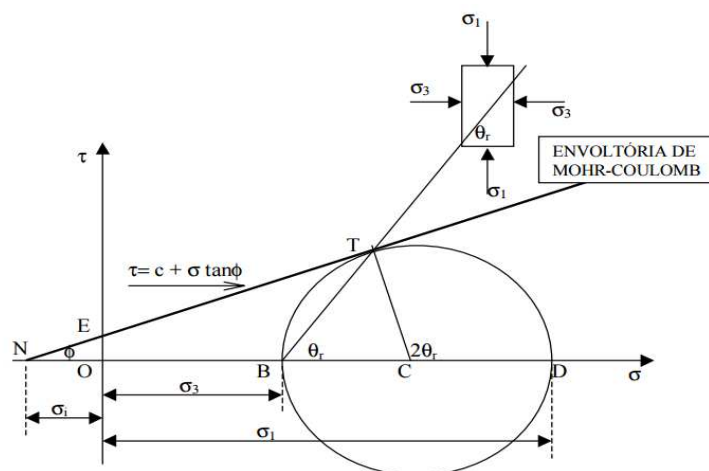


Figura 18 – Envoltória Mohr-Coulomb (BASTOS, 1991)

### 1.5 Ensaio para Determinação da Resistência ao cisalhamento dos Solos

A resistência ao cisalhamento dos solos pode ser determinada em laboratório através de diversos ensaios, sendo os mais difundidos os ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial. As amostras utilizadas devem ser indeformadas, para se manter os parâmetros e as características originais dos solos. Quando não



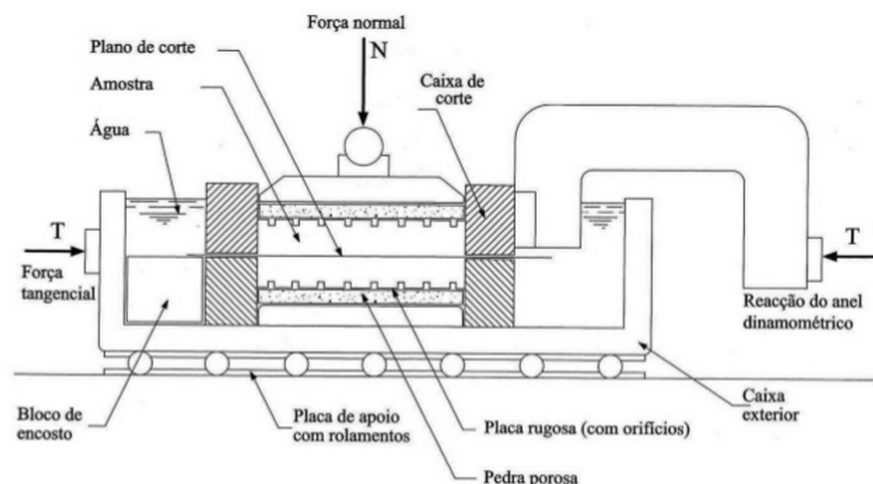
for possível obter amostras indeformadas, devem ser remoldadas de forma a reproduzir as condições que se pretende obter na obra a ser realizada (VARGAS, 1977).

### 1.5.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb.

O ensaio pode ser composto de três fases: inundação, adensamento e cisalhamento. O período de inundação é de aproximadamente 24h. Na fase de adensamento, a amostra é submetida a um carregamento vertical que visa o adensamento do corpo de prova através da redução do índice de vazios. Na fase do cisalhamento, a metade inferior da caixa bipartida é submetida a um deslocamento horizontal com velocidade constante, enquanto a metade superior é mantida fixa, medindo-se a força de reação.

Para realizar o ensaio, um corpo de prova do solo é colocado numa caixa bipartida de cisalhamento. Em seguida, aplica-se inicialmente uma força vertical  $N$  (PINTO, 2000). Posteriormente, uma força tangencial  $T$  é aplicada ao anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento, medindo-se a força suportada pelo solo. As forças  $T$  e  $N$ , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões  $\sigma$  e  $\tau$  atuantes. Um esquema do ensaio é apresentado na Figura 19.



**Figura 19 – Descrição detalhada dos componentes do ensaio de cisalhamento direto.**

**Fonte: SlideShare**

A tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) é geralmente representada em função do deslocamento horizontal ( $\delta h$ ), medido no sentido do cisalhamento, conforme se mostra na Figura 20(a). O deslocamento vertical durante o ensaio é também registrado, indicando se a amostra de solo está se deformando positivamente (compressão) ou se ocorre expansão, deslocamento negativo, Figura 20(b). O ensaio não tem norma brasileira, mas os procedimentos de execução do ensaio podem ser facilmente encontrados em diversos livros de Mecânica dos Solos (CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2006).

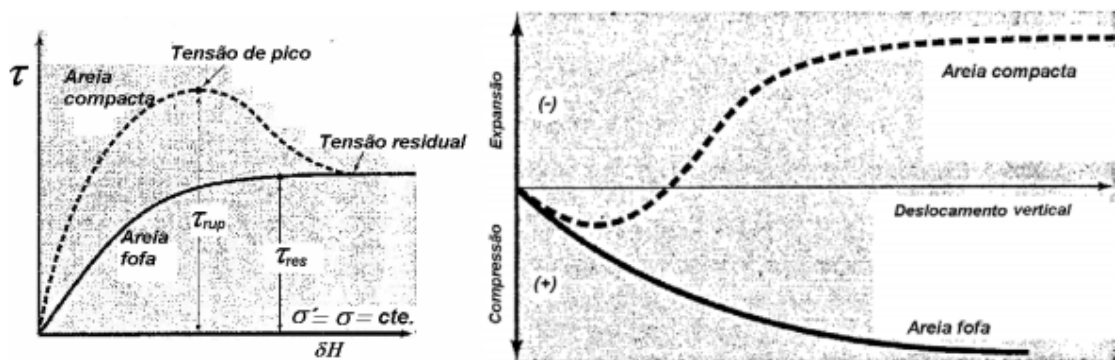


Figura 20 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto: (a) Gráfico típico; (b) deslocamento vertical. (CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2006)

É prática corrente se realizar três ensaios com tensões normais diferentes, por exemplo, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, e obter os pares de valores ( $\sigma$ ;  $\tau$ ) para cada amostra. Com os três pares de valores se pode traçar a envoltória de ruptura do solo, a envoltória de Mohr-Coulomb, conforme mostrado na Figura 21. (CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2006).

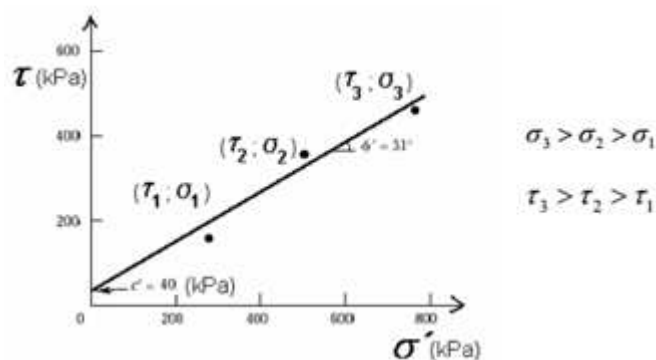


Figura 21 - Envoltória de ruptura obtida do ensaio de cisalhamento direto. (CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2006).

A Tabela 9 reúne as vantagens e desvantagens do ensaio de cisalhamento direto.

**Tabela 9 – Vantagens e desvantagens do ensaio de cisalhamento direto**

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Simplicidade/Praticidade	Análise do estado de tensões complexa (Rotação das tensões principais com o cisalhamento)
Facilidade na moldagem de amostras de areia	Não permite a obtenção de parâmetros de deformabilidade
Rapidez (Solos permeáveis)	O plano de ruptura é imposto (Pode não ser o de maior fraqueza)
Possibilita condição inundada	Restrições ao movimento nas bordas da amostra (Heterogeneidade das tensões cisalhantes no plano horizontal => ruptura progressiva e inclinação do plano de cisalhamento)
Possibilita grandes deformações por reversões na caixa de cisalhamento (Resistencia residual)	Comumente não se medem nem são controladas as pressões neutras
Planos preferenciais de ruptura	Muito Lento (Solos de baixa permeabilidade)

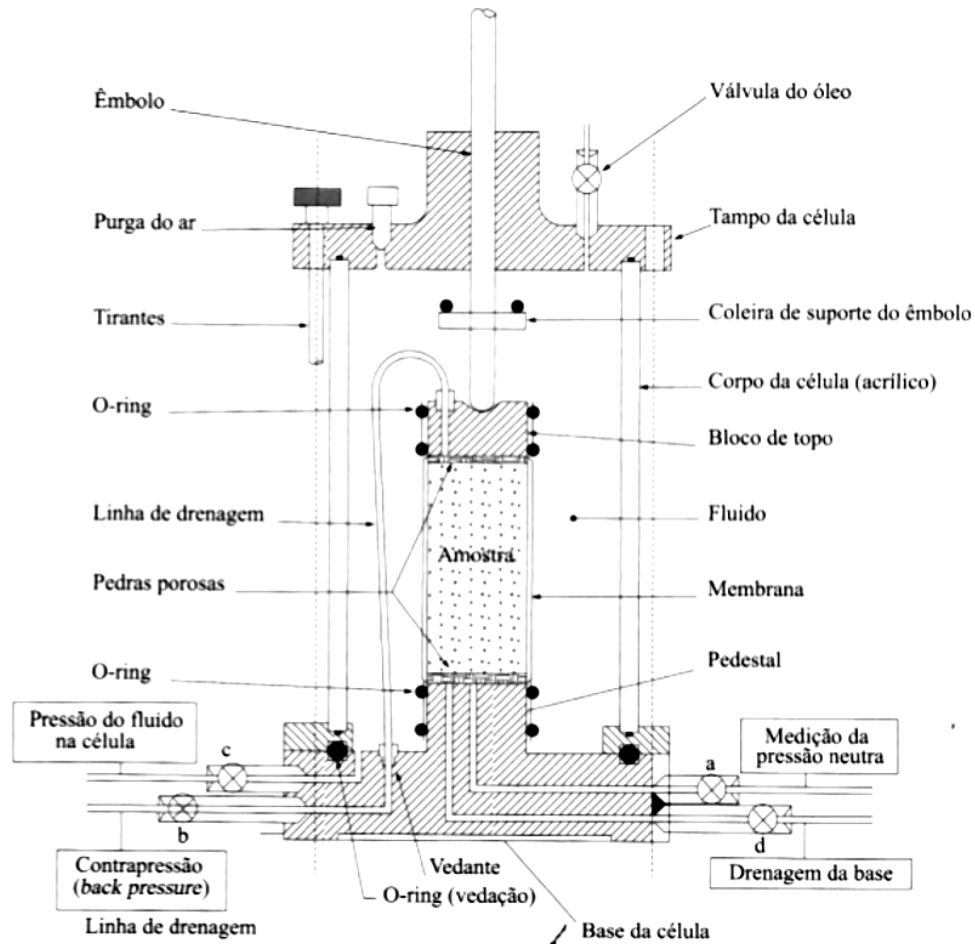
### 1.5.2 Ensaio de Compressão Triaxial

O ensaio triaxial é o mais comum e versátil para a determinação das propriedades de tensão-deformação-resistência dos solos em laboratório. No ensaio triaxial, o corpo de prova cilíndrico é moldado com a relação altura/diâmetro da ordem de 2,0.

O corpo de prova é envolvido por uma membrana de borracha, vedada no topo e na base por anéis de borracha ou elásticos comuns, para evitar contato com água e variação de umidade durante o ensaio. É utilizado também papel-filtro entre o corpo-de-prova e a pedra porosa, para evitar o entrada de solo na pedra.

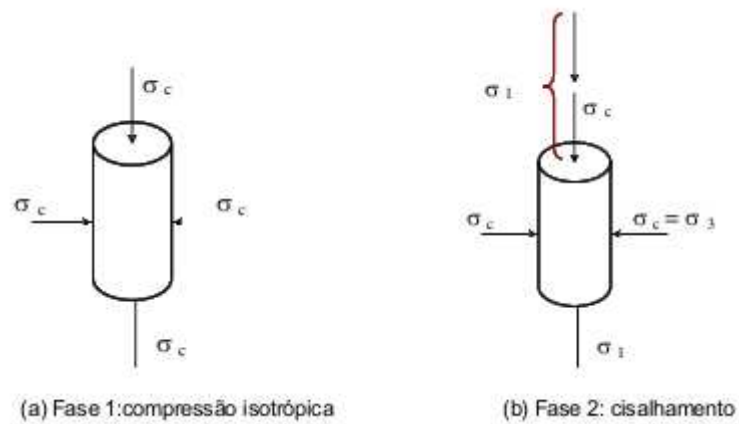
Os instrumentos necessários para a medição da variação volumétrica e da poropressão constam de um transdutor de pressão, uma válvula para controle da

drenagem e uma bureta graduada. A drenagem pode ser controlada através da válvula, que é o único caminho possível de entrada ou saída de água; fechando-a, o ensaio é realizado em condições não drenadas. A Figura 22 mostra este componentes.



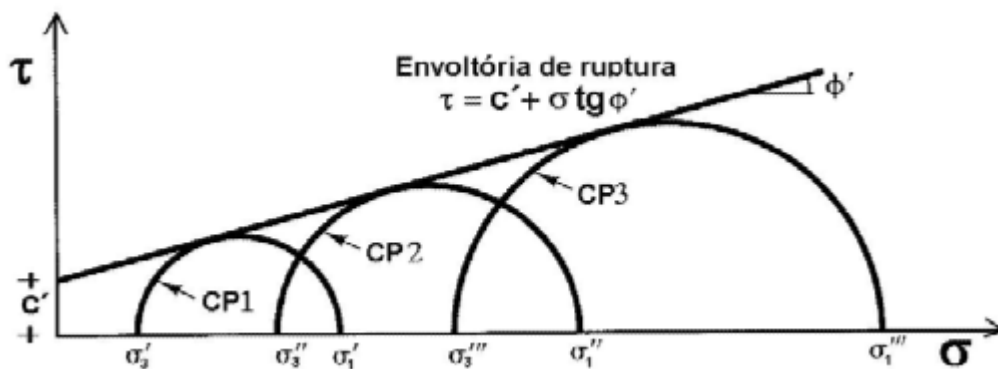
**Figura 22 – Descrição dos componentes da célula e prensa Triaxial. Fonte: SlideShare**

Assim como o ensaio de cisalhamento direto, o triaxial é realizado em duas etapas: na primeira, aplica-se uma tensão confinante isotrópica ( $\sigma_c$ ) e, na fase de cisalhamento, mantém-se constante o valor de  $\sigma_c$  e aumenta-se o valor da tensão axial,  $\sigma_1$  através da aplicação da tensão desviadora  $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ , conforme mostra a Figura 23.



**Figura 23 - Ensaio Triaxial.**

A envoltória de ruptura obtida a partir de um ensaio de compressão triaxial é ilustrada na Figura 24.



**Figura 24 - Círculos de Mohr e envoltória de ruptura obtida do ensaio de compressão triaxial (CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2006)**

O ensaio de compressão triaxial apresenta as vantagens e desvantagens listadas na Tabela 10.

**Tabela 10 – Vantagens e Desvantagens do Ensaio Triaxial**

Vantagens	Desvantagens
Plano de ruptura não é imposto	Ensaio mais complexo e demorado
Não ocorre ruptura progressiva	Atrito em volta do pistão
Planos principais fixos	Sem bolhas de ar
Estado de tensão conhecido durante todo o ensaio	Não pode haver vazamento
Controle de drenagem	-

## 1.6 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes

Os objetivos dos métodos de estabilidade de taludes são (DYMINSKI, 2009):

- Averiguar a estabilidade de taludes em diferentes tipos de obras geotécnicas, sob diferentes condições de solicitação, de modo a permitir a execução de projetos econômicos e seguros;
- Averiguar a possibilidade de escorregamentos de taludes naturais ou construídos pelo homem;
- Analisar escorregamentos já ocorridos, obtendo-se subsídios para o entendimento de mecanismos de ruptura e da influência de fatores ambientais (Retroanálise);
- Executar projetos de estabilização de taludes já rompidos, investigando-se as alternativas de medidas preventivas e corretivas que possam ser necessárias;
- Estudar o efeito de carregamentos extremos naturais ou decorrentes da ação do homem, tais como, terremotos, maremotos, explosões, altos gradientes de temperaturas, obras, etc.

As técnicas de estabilidade podem ser divididas em análises probabilísticas e análises determinísticas. Na análise determinística a segurança do talude é medida por um fator de segurança. Já a análise probabilística, estima a segurança a partir da probabilidade de ocorrência da ruptura do talude (GEORIO, 2000).

### 1.6.1 Análise Probabilística

A análise probabilística avalia as condições de estabilidade de taludes considerando os erros associados à natureza do problema e à variabilidade das características do talude e do solo que o constitui. Por essa análise, caracteriza-se a segurança de um talude pelo valor do fator de segurança (FS) baseado em valores médios corrigidos por parâmetros probabilísticos ou, pelo valor do índice de confiabilidade ( $\beta$ ), que envolve implicitamente o comportamento de uma função de parâmetros aleatórios, a qual define o estado de segurança de um talude. Busca-se com isso, um melhor entendimento sobre o problema e o aumento da certeza nos resultados (RIBEIRO JUNIOR, 2011)

A Tabela 11 destaca a importância da análise probabilística de estabilidade de taludes.

**Tabela 11 - Importância da análise probabilística de estabilidade de taludes (DUCAN J., 2001) apud (FLORES, 2008)**

Autor	Benefícios de Análises de Probabilidade
Christian e Baecher (2003)	Fornece uma estrutura para estabelecer fatores de segurança apropriados e dirige melhor a um entendimento de relativa importância das incertezas.
Ladd e Da Re (2001)	Fornece um método sistemático para avaliar combinadas influências de incertezas dos parâmetros que afetam o fator de segurança. Fornece um sistemático método de determinação do grau de segurança, ao menos em termos relativos.
Moriwaki e Barneich (2001)	Quantifica a contribuição de todas as incertezas de cada parâmetro.
Koutsoftas (2001)	Fornece uma ferramenta útil para avaliar o risco associado com recomendações de projeto.

### 1.6.2 Análise Determinística

O objetivo da análise determinística de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamento de massa de solo presente em talude natural ou construído. Em geral, as análises são realizadas comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com resistência ao cisalhamento, definindo-se, assim, um fator de segurança FS.

As análises determinísticas são divididas nos seguintes métodos: análise limite, análise tensão x deformação e análise por equilíbrio limite. A Tabela 12 reúne as características de cada análise.

**Tabela 12 - Tipos e Características das Análises Determinísticas (MOTA, 2014)**

Tipos	Características
Análise Limite	Uso das teorias de limite inferior e superior da teoria da plasticidade, em que se empregam problemas como: definição do campo de tensões admissíveis realísticos (limite inferior) e definição do modo de ruptura “a priori” realístico, ou seja, a forma da superfície de ruptura (limite superior).
Tensão x Deformação	Baseia-se no Método dos Elementos Finitos (MEF) ou no Método das Diferenças Finitas (MDF). Permite definir regiões plastificadas, bem como o campo de velocidade das deformações, sendo em muitos casos mais decisivo do que o FS. Faz-se necessário o auxílio de ferramentas computacionais.
Equilíbrio Limite	<p>Tem como objetivo encontrar a superfície crítica de ruptura, ou seja, a que corresponde ao menor valor de FS. Nesse tipo de análise, assume-se a existência de uma superfície de ruptura bem definida, em que a massa de solo ou rocha encontra-se em condições de ruptura generalizada iminente. Em geral a teoria de Mohr-Coulomb é adotada como critério de ruptura, o qual é satisfeito ao longo de toda a superfície provável de ruptura, considerando o coeficiente de segurança constante e único ao longo desta superfície.</p> <p>Dentre os principais métodos, citam-se: Fellenius (1936), Bishop (1955), Jambu (1954, 1957), Morgensten e Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1973, 1979).</p>

### 1.6.2.1 Análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite

O método de análise por equilíbrio limite consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. O método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo desta superfície atingem a condição de FS, simultaneamente.

Equilíbrio limite é um método que visa determinar o grau de estabilidade a partir das seguintes premissas:

- I. A ruptura acontece simultaneamente ao longo de uma superfície, que pode ser de qualquer geometria;
- II. A massa de solo se encontra em condições iminentes de ruptura e o critério de Mohr Coulomb é satisfeito;
- III. O fator de segurança é único ao longo de toda a superfície de ruptura;
- IV. A trajetória de tensões é vertical;
- V. O modelo de deformação do material é rígido plástico;



VI. As equações de equilíbrio estático são válidas até o momento da ruptura, quando na verdade o processo é cinemático.

Alguns dos métodos para cálculo de estabilidade por equilíbrio-limite mais utilizados estão resumidos na Tabela 13.

**Tabela 13 - Relação de características dos principais métodos de Cálculo de Estabilidade por Equilíbrio Limite (RIBEIRO JUNIOR, 2011)**

Método / Característica	Taylor (1948)	Hoek & Bray, (1981)	Fellenius (1936)	Bishop (1955)	Bishop e Morgenstern	Spencer (1967)	Janbu (1973)	Morgenstern & Price (1968)	Sarma (1973–1979)	Talude Infinito
Solo homogêneo	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Solo estratificado			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Tipo de superfície	circular	circular	circular	circular	circular	circular	qualquer	qualquer	qualquer	Paralela a encosta
Geometria do talude	simples	simples	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer
Utilização de ábacos	✓	✓			✓					
Método das fatias			✓	✓		✓	✓	✓	✓	✓
Solução interativa				✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Método rigoroso						✓	✓	✓	✓	
Incorpora diferentes condições de poropressão	✓	fluxo	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Notas sobre forças			(1)	(2)		(3)	(4)		(5)	(6)

(1) Equilíbrio de forças na direção normal ao plano de ruptura;

(2) Equilíbrio de forças na direção vertical;

(3) Forças interlamelares representadas por resultante, em termos de tensões totais, passando pelo ponto de interseção das demais forças;

(4) Despreza forças verticais e a resultante passa pelo ponto médio da base;

(5) Considera forças sísmicas;

(6) Estabilidade geral representada pela estabilidade de uma fatia.

### 1.6.2.1 Análise de Estabilidade por Elementos Finitos

A vantagem do uso de ferramentas numéricas na busca da compreensão da resposta dos solos aos diversos sistemas construtivos reside na possibilidade de incorporação da não linearidade da curva  $\sigma \times \epsilon$ , da anisotropia, da não homogeneidade, da influência do estado inicial de tensões e das etapas construtivas. Como resultado, identificam-se áreas rompidas ou plastificadas, níveis de tensão e magnitude das deformações (RIBEIRO JUNIOR, 2011)

O Método dos Elementos Finitos (MEF) consiste na divisão do meio contínuo em elementos cujo comportamento pode ser formulado em função da sua geometria

e de suas propriedades. O conjunto de elementos discretizados no modelo forma a malha de Elementos Finitos. Os elementos são conectados por nós, cuja a quantidade irá afetar diretamente a precisão dos resultados. Estes elementos podem ter propriedades diferentes entre si, uma vez que, as leis básicas do problema são atribuídas a pontos de tensão no interior dos elementos, e funções de interpolação são utilizadas para estender os resultados aos nós, onde são computados os deslocamentos. O MEF, por sua versatilidade é o mais utilizado em Geotecnia. O aumento da quantidade de nós faz a solução por Elementos Finitos convergir para a solução exata.

Griffiths e Lane, (1999) apud Teixeira, (2008), apontam as vantagens do uso do método dos elementos finitos:

- Não é necessário determinar a forma e a localização da superfície de ruptura. A ruptura ocorre naturalmente através das zonas da massa de solo onde a resistência ao cisalhamento não é capaz de sustentar as tensões cisalhantes aplicadas.
- Uma vez que não há o conceito de fatias nas análises por elementos finitos, não há necessidade de se levar em consideração as forças laterais nas mesmas. O método de elementos finitos preserva o equilíbrio global até que a ruptura seja alcançada.
- Quando dados reais de compressibilidade do solo estão disponíveis, as soluções por elementos finitos fornecem informações referentes às deformações nos níveis de tensão de trabalho.
- O método de elementos finitos é capaz de monitorar a ruptura progressiva na tensão cisalhante última.

## 1.7 Ferramentas Computacionais

Em função da facilidade de acesso aos modernos sistemas computacionais, o uso de modelagem numérica por equilíbrio limite e elementos finitos na engenharia geotécnica tem sido cada vez mais difundido e adotado pelos escritórios de projetos e consultoria geotécnica.

Atualmente existe uma variedade de programas de elementos finitos para auxiliar na análise de estabilidade dos taludes, softwares como o Plaxis (Elementos

Finitos 3D e 2D), Geoslope (Equilíbrio Limite), Slide (Equilíbrio Limite 2D), FLAC (Diferenças Finitas 2D e 3D), Abaqus (Elementos Finitos), entre outros.

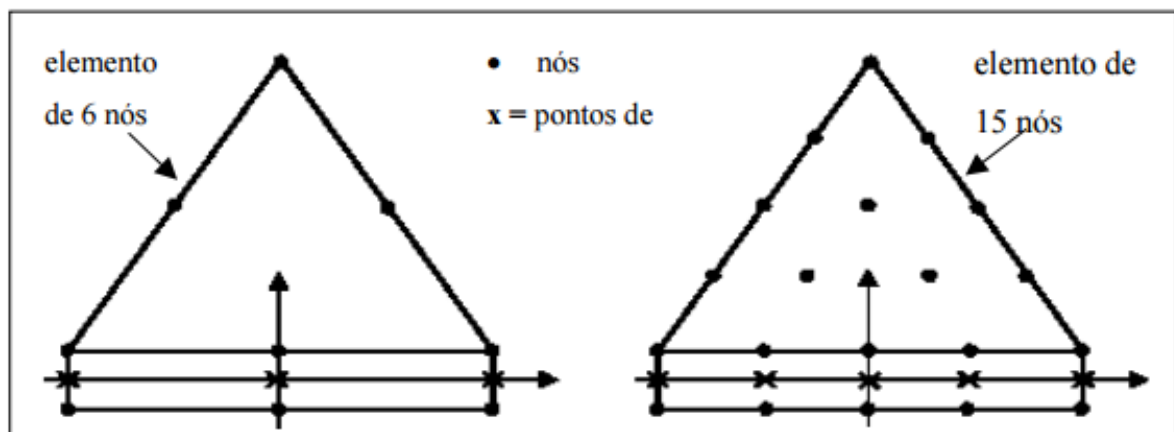
No presente trabalho, serão utilizados os programas Slide, para análises por equilíbrio limite, e o programa Plaxis 2D, para análises por elementos finitos. Os itens subsequentes apresentam um breve detalhamento dos dois programas.

### 1.7.1 Plaxis 2D

O Plaxis 2D é um programa de elementos finitos bidimensional, desenvolvido para a análise de problemas geotécnicos envolvendo deformações, estabilidade e fluxo.

O software possui os seguintes modelos constitutivos para a representação do comportamento de materiais geotécnicos: linear elástico, modelo de Mohr-Coulomb, modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico (*Hardening Soil Model*), modelo elasto-plástico com amolecimento (*Soft Soil Model*) e modelo constitutivo para problemas com dependência no tempo (*Creep*).

A malha de elementos que o software utiliza é triangular composta por elementos de 6 ou 15 nós, Figura 25, podendo ser refinada local ou globalmente. O refinamento aumenta a densidade de elementos e reduz o tamanho dos elementos finitos.

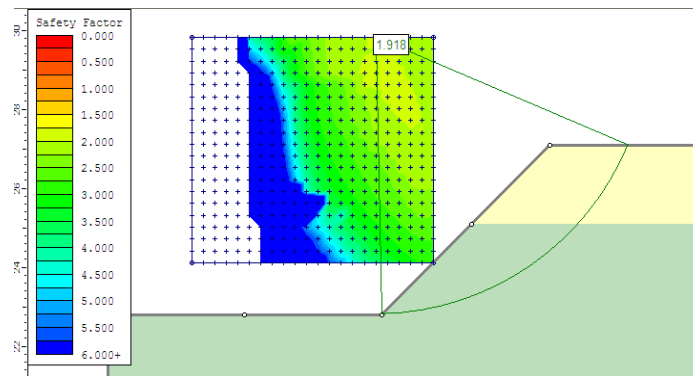


**Figura 25 – Elementos triangulares de 6 e 15 nós (FRIGERIO, 2004)**

### 1.7.2 Slide 2D

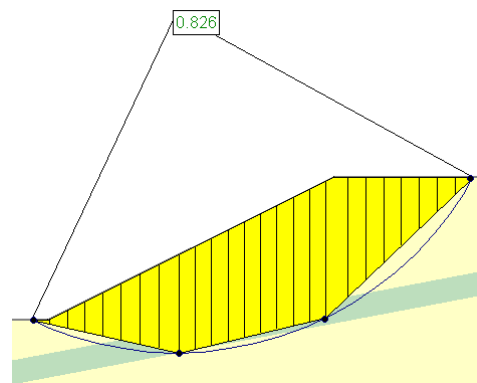
O Slide é um programa computacional comercial desenvolvido pela empresa Rocscience, utilizado no cálculo de estabilidade de taludes por Equilíbrio Limite 2D.

A análise do programa é feita por pesquisas de superfícies circulares e não circulares, superfícies compostas, superfícies planas, etc. No caso de superfícies circulares, a pesquisa do círculo crítico é feita a partir da delimitação de uma malha formada por diversos pontos que representam os centros dos círculos (Figura 26). O Slide utiliza os seguintes métodos de análises: Ordinário, Fellenius, Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer, Army Corps of Engineers # 1, Army Corps of Engineers # 2, Lowe-Karafiath, GLE / Morgenstern-Price.



**Figura 26 – Exemplo da pesquisa do círculo crítico**

Existem quatro diferentes métodos de pesquisa disponíveis no Slide para localizar as superfícies de deslizamento não circulares críticas: Block Search, Path Search, Simulated Annealing, Auto Refine Search. O método Auto Refine por exemplo gera superfícies circulares, utilizando o algoritmo descrito pela ferramenta e cada círculo é convertido em uma superfície não circular por um número de vértices desta superfície e buscando um fator de segurança mínimo para essas superfícies não circulares. Para superfícies não circulares o Slide recomenda os seguintes métodos: Janbu Corrected e Spencer.



**Figura 27 - Exemplo da pesquisa não circular**

## 2 DESCRIÇÃO DO CASO EM ESTUDO

### 2.1 Histórico do Problema

O talude em estudo, localizado no km 78 da Rodovia RJ 116, apresenta um longo histórico de movimentações, e algumas intervenções. Após a catástrofe de Janeiro de 2011, a Concessionária Rota 116 S/A contratou uma empresa para elaboração do projeto de estabilização do trecho junto à pista, visando aumentar a condição de segurança dos usuários da rodovia, assim como do comércio e de moradores vizinhos.

Na ocasião, foram implantados painéis de cortinas atirantadas a montante da via e uma cortina de estacas com tirantes e grampeamento junto à pista. Em paralelo, a Concessionária Rota 116 S.A. instalou inclinômetros e medidores de nível de água para monitorar a encosta e melhor identificar as características das movimentações do talude.

A continuação da movimentação mostrou que o projeto de estabilização, não previu algumas condições ou fatores como volume de massa se deslocando ou profundidade dos deslocamentos, conforme esperado inicialmente pelo projeto da cortina construída no local. Assim, as obras realizadas anteriormente não foram suficientes para impedir a movimentação do talude. Provavelmente, os inúmeros processos de instabilização ao longo de décadas, e o nível d'água elevado, mobilizaram uma grande massa de solo fazendo com que os movimentos se iniciassem.

Em geral, o que ocorre é uma reativação de um escorregamento pré-existente, com a superfície de ruptura entre o colúvio e o solo residual subjacente. A elevação do nível d'água durante o período de 2011 a 2012, reativou o escorregamento. Essa hipótese deverá ser confirmada a partir das análises executadas no presente trabalho. A partir das novas informações fornecidas pela instrumentação e por ensaios de laboratório, pretende-se modelar fisicamente o problema, de forma a se ter um entendimento do processo de deslizamento.

Cabe comentar também que a camada de solo residual, abaixo do solo coluvionar, é muito micácea. A referida mica possui estrutura lamelar, tendendo a se

alinhar, quando no processo de cisalhamento, reduzindo o ângulo de atrito, um outro possível fator para as movimentações.

Verifica-se no trecho, uma grande movimentação de massa, com formação de cicatrizes de ruptura e processos erosivos no topo do talude, movimentações dos painéis da cortina atirantada implantada, além do levantamento da pista da rodovia, conforme pode ser visto na Figura 28 a Figura 38.

Chama-se a atenção para a Figura 34 e para Figura 35, pela quantidade de água que sai dos drenos, apesar de um período de 3 semanas sem chuva.



**Figura 28 - Detalhe do levantamento da pista: Rodovia RJ 116, km 78**



**Figura 29 - Detalhe do levantamento da pista**



**Figura 30 - Detalhe da cicatriz no topo do talude, próximo ao maciço rochoso**



**Figura 31 - Detalhe da cicatriz e processo erosivo no topo do talude, próximo ao maciço rochoso**



**Figura 32 - Vista frontal da cortina atirantada, presença de água nos drenos**



**Figura 33 – Espaçamento entre os painéis da cortina devido à movimentação**



**Figura 34 – Detalhe da água saindo dos drenos (período sem chuva)**





**Figura 35 – Detalhe da água no pé da cortina**



**Figura 36 – Lateral da Cortina e parte do talude**



**Figura 37 – Cicatriz desenvolvida cortina, devido à movimentação**



**Figura 38 – Detalhe do talude, topo da cortina e comercio local**

## 2.2 Investigação Geotécnica e Topográfica

Na área em estudo, foram executados levantamentos topográficos e sondagens em todo o terreno envolvido no processo de estabilização.

### 2.2.1 Topografia da Região

O primeiro levantamento topográfico, fornecido pela Concessionária Rota 116 S.A., foi realizado em fevereiro de 2011, de forma localizada, junto ao pé do talude, no trecho próximo à rodovia. Em janeiro e agosto de 2014, com a cortina atirantada já implantada, foram realizadas complementações desta topografia para auxiliar no entendimento do problema e propiciar a análise e a elaboração dos projetos das intervenções de estabilização.

Em outubro de 2014, foi realizado um novo levantamento topográfico para melhor detalhar o trecho junto à cortina e à rodovia, evidenciando o levantamento da pista que havia ocorrido. A Figura 39 apresenta o levantamento topográfico de agosto de 2014 realizado em todo o talude. A Figura 40 apresenta um perfil fornecido pela empresa responsável pela topografia onde é possível observar o levantamento ocorrido na pista da rodovia RJ 116.

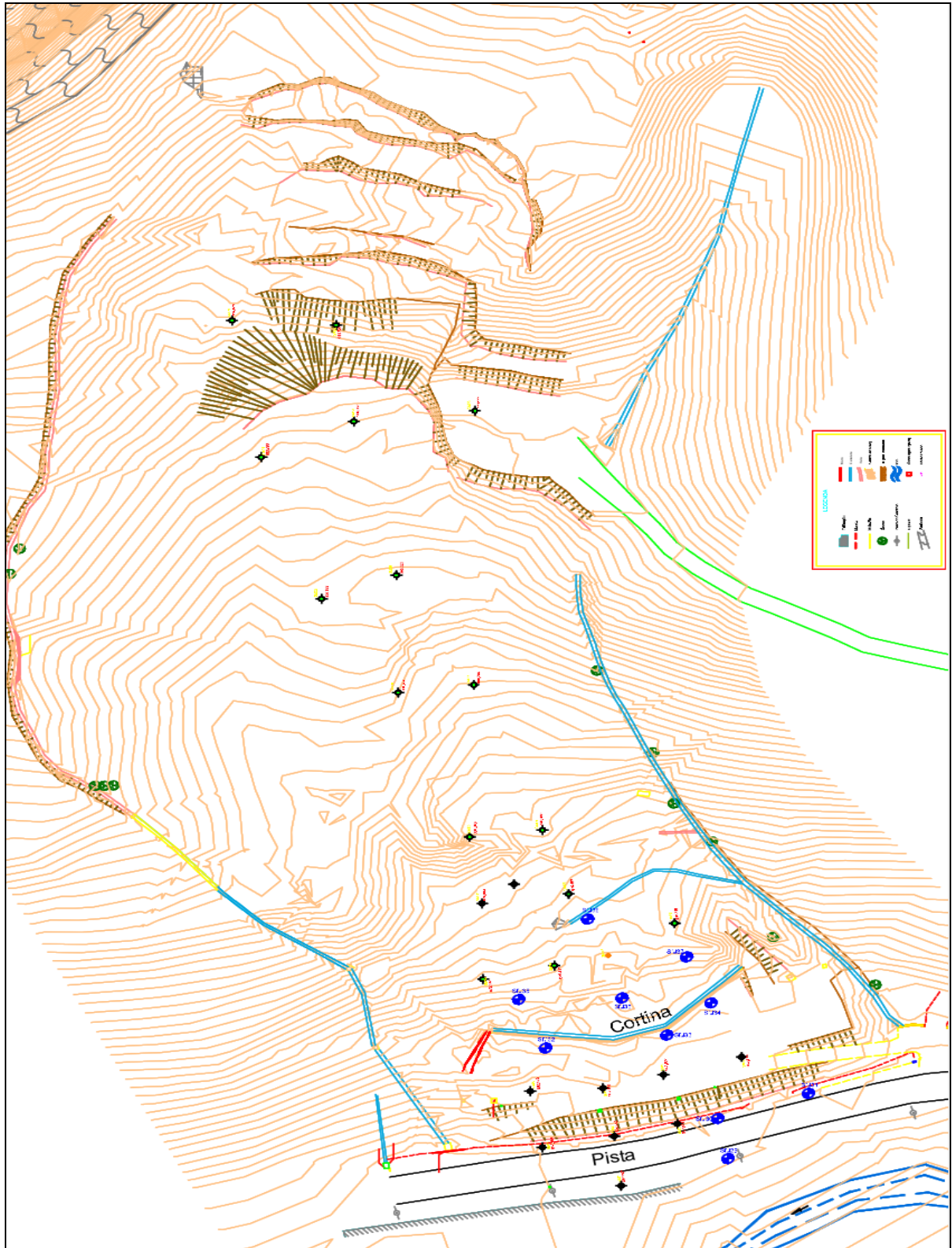
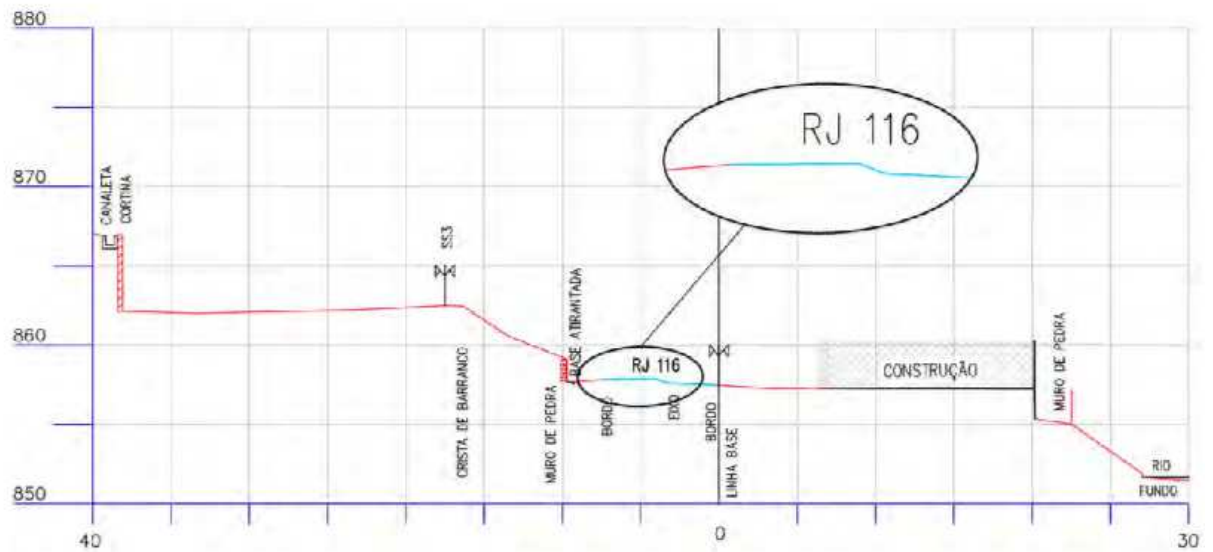


Figura 39 - Topografia realizada na totalidade do terreno, Agosto de 2014



**Figura 40 - Seção elaborada pelos topógrafos, identificando o levantamento da pista da rodovia**

Com o auxílio do Google Earth, uma ferramenta de levantamento por satélite, foi possível acompanhar toda a movimentação e as intervenções no trecho em questão, do período de 2004 a 2015 (Figura 41 a Figura 53).



**Figura 41 - Vista aérea do km 78, 02/05/2004 (GOOGLE)**



Figura 42 - Vista aérea do km 78, 26/05/2004 (GOOGLE)

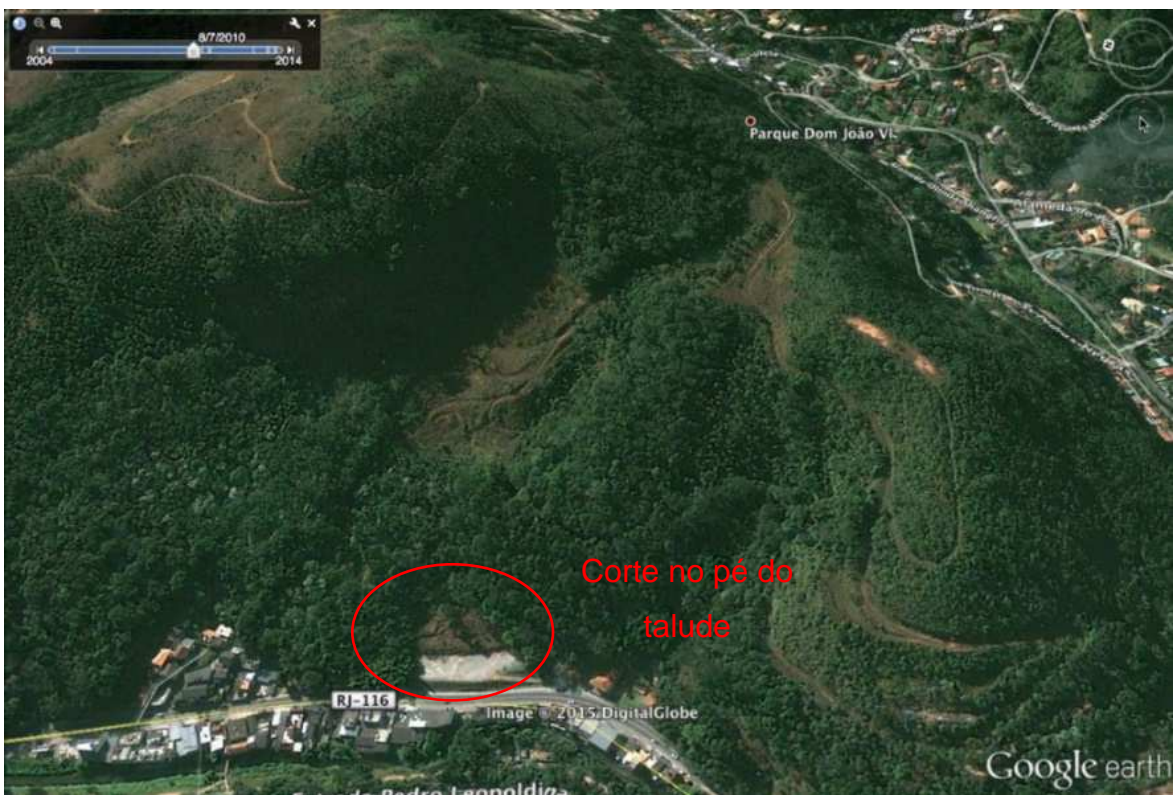


Figura 43 - Vista aérea do km 78, 07/08/2010 (GOOGLE)



Figura 44 – Detalhe Corte no pé do talude, 12/10/2010 (GOOGLE)



Figura 45 - Vista aérea do km 78, 12/10/2010 (GOOGLE)



Figura 46 - Vista aérea do km 78, 19/01/2011 (GOOGLE)



Figura 47 - Detalhe das trincas devido a movimentação do talude, 19/01/2011 (GOOGLE)



Figura 48 - Vista aérea do km 78, 24/05/2013 (GOOGLE)

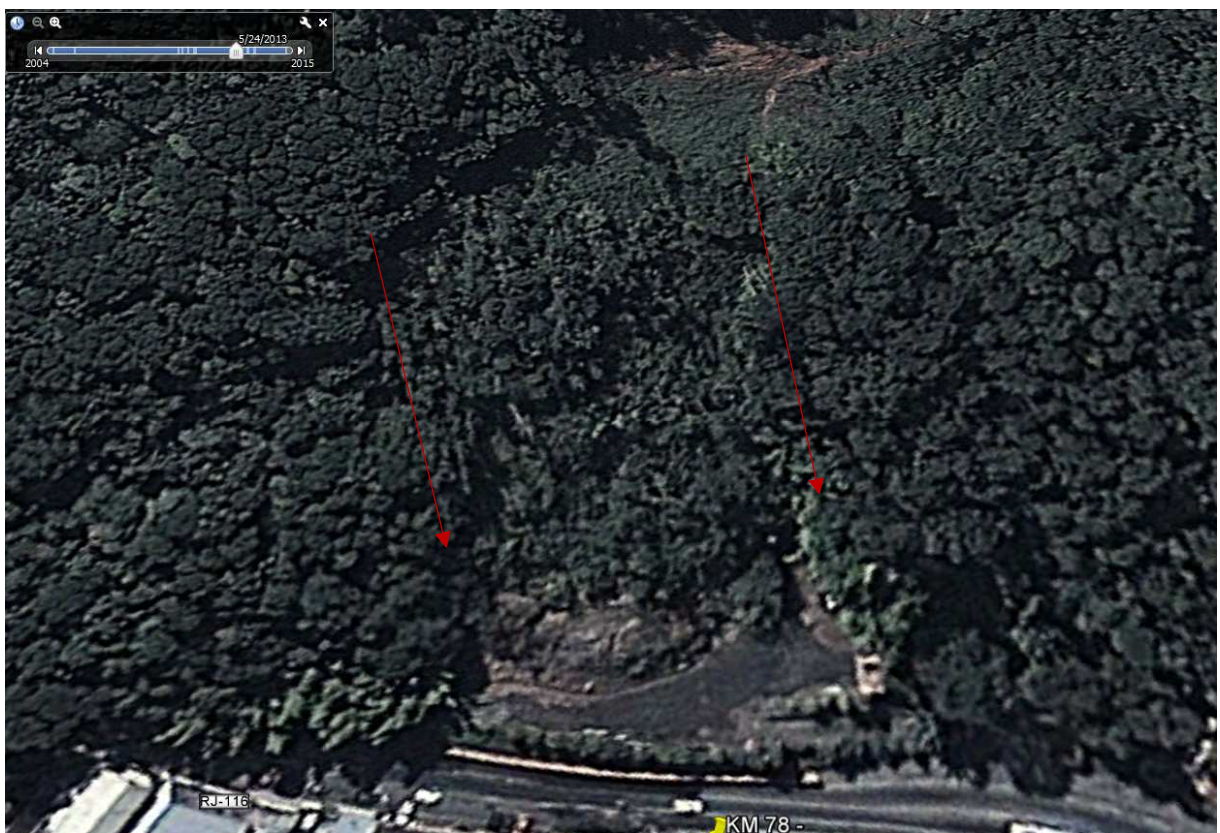


Figura 49 - Detalhe do sentido das árvores , 24/05/2013 (GOOGLE)





**Figura 50 - Vista aérea do km 78, 02/01/2014 (GOOGLE)**



**Figura 51 - Vista 3D aproximada do km 78, 18/12/2015 (GOOGLE)**



**Figura 52 - Vista 3D aproximada do km78, 18/12/2015 (GOOGLE)**



**Figura 53 - Vista aérea do km78, 18/12/2015 (GOOGLE) –**

### 2.2.2 Sondagens

Foram realizadas no total 3 (três) campanhas de sondagens para identificação da estratigrafia do local e melhor compreensão das características geomecânicas das camadas que participam do processo de instabilização.

A primeira campanha, realizada em março/2012, com um total de 10 sondagens à percussão e mistas compreendeu a área próxima à rodovia RJ 116. Já a segunda campanha, realizada em fevereiro/2014 englobou todo o talude, com um total de 18 sondagens mistas realizadas desde a cortina atirantada existente até o afloramento de rocha, localizado no topo do talude. Em novembro e dezembro/2014 foi realizada uma campanha complementar de sondagens mistas com o objetivo de sanar algumas dúvidas restantes a respeito das camadas do solo. Os boletins de sondagem das 3 (três) campanhas são apresentados no Anexo 1. A Figura 54 apresenta a localização de todas as sondagens executadas. As sondagens se encontram em anexo no final da dissertação.

A partir dos resultados das sondagens, foi possível definir a estratigrafia local. Superficialmente há uma camada de até 6 metros, aproximadamente, de um solo argiloso avermelhado pouco micáceo coluvionar ( $NSPT \leq 10$ ). Subjacente a esta camada coluvionar, verifica-se um perfil típico de intemperismo, com camada espessa de solo residual silto arenoso de coloração cinza e muito micáceo, com NSPT crescente com a profundidade, seguido de uma rocha gnáissica com diferentes graus de alteração e fraturamento. As seções D, E e F foram escolhidas de forma a abordarem o maior número de sondagens possíveis e por possuírem maior representatividade para as análises, Figura 55 a Figura 57.



Figura 54 - Localização das sondagens mistas executadas



Figura 55 – Perfil Longitudinal D



Figura 56 - Perfil Longitudinal E



Figura 57 - Perfil Longitudinal F

### 3 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação de campo constou de inclinômetros, para o monitoramento dos deslocamentos horizontais, e piezômetros, para o controle das poropressões. Os resultados da instrumentação foram fornecidos para o auxílio do presente trabalho.

#### 3.1 Inclinômetros

Foram instalados 3 inclinômetros próximos à rodovia RJ 116 (I-01, I-02 e I-03). Os inclinômetros I-01 e I-02, com primeira leitura em novembro/2013, foram instalados a jusante da cortina atirantada e a montante da linha de estacas executadas junto à pista, respectivamente. O inclinômetro I-03 foi instalado posteriormente, com primeira leitura em julho/2014, a montante da cortina atirantada. A Figura 58 apresenta o posicionamento dos inclinômetros.

O inclinômetro I-01 foi diagnosticado como obstruído em janeiro de 2014, na profundidade aproximada de 6,0 m. Seus dados serão apresentados apenas a título de registro. Em outubro de 2015, o inclinômetro I-01 foi substituído pelo inclinômetro I-04 e, adicionalmente foi instalado o inclinômetro I-05.

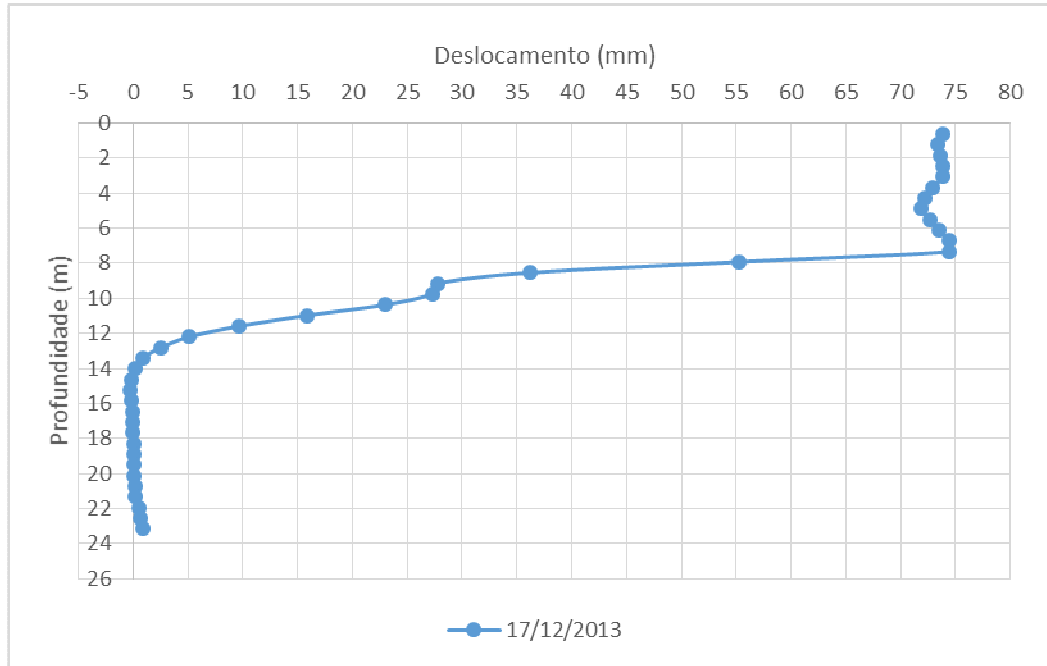
No inclinômetro I-01 (com leitura somente em dezembro/2013) foram registrados deslocamentos acumulados de aproximadamente 74,5 mm na direção perpendicular ao talude, desde a superfície do talude até uma profundidade de 7,5 metros (Figura 59). No inclinômetro I-02, os deslocamentos acumulados chegaram a 115 mm, em 2016 (Figura 60). É interessante observar o avanço dos deslocamentos horizontais acumulados no período de Dezembro/2013 a Dezembro/2014, que foram de 70 a 112 mm respectivamente, com um acréscimo de 42 mm. A partir do início de 2015, os deslocamentos horizontais continuaram de forma reduzida devido ao baixo índice pluviométrico na região e ao início das obras de contenção e drenagem.



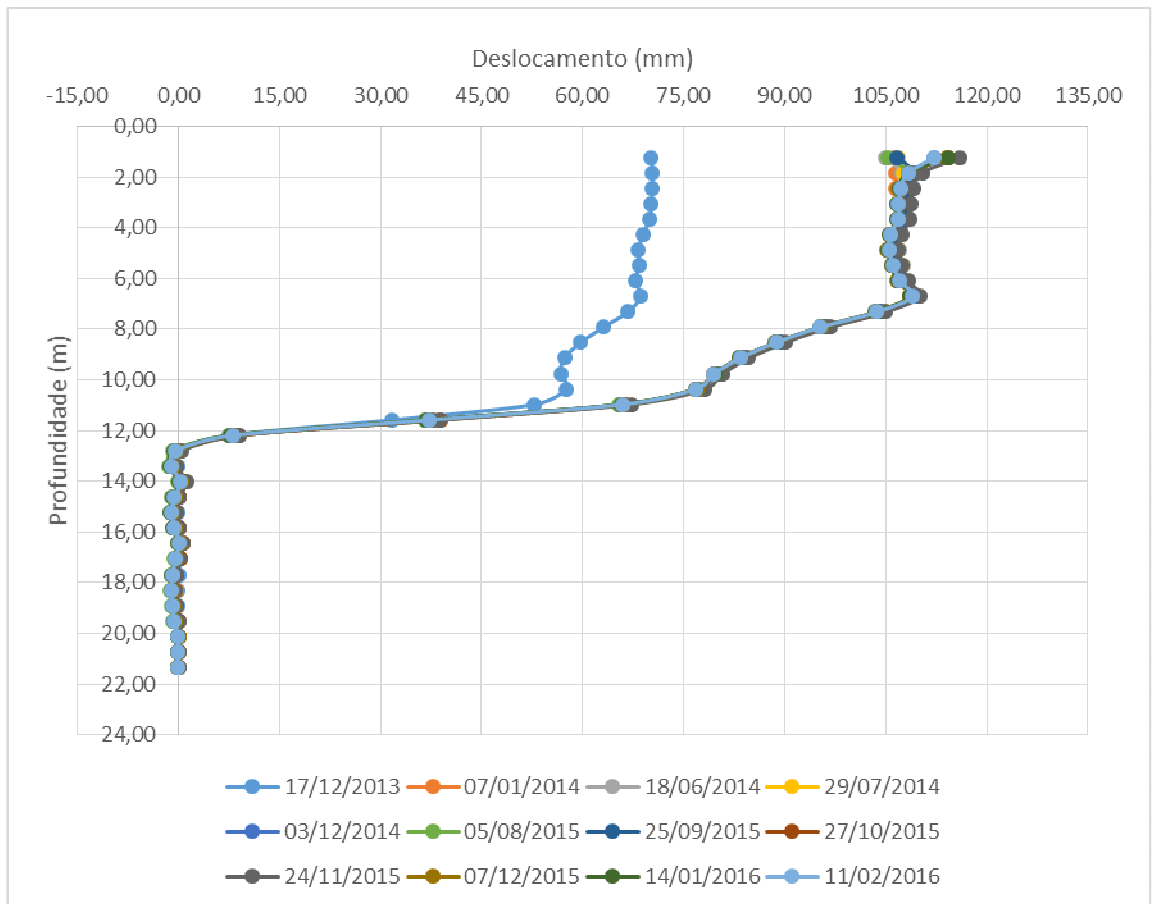


**Figura 58 - Inclínômetros e sondagens. (TERRAE, 2014)**

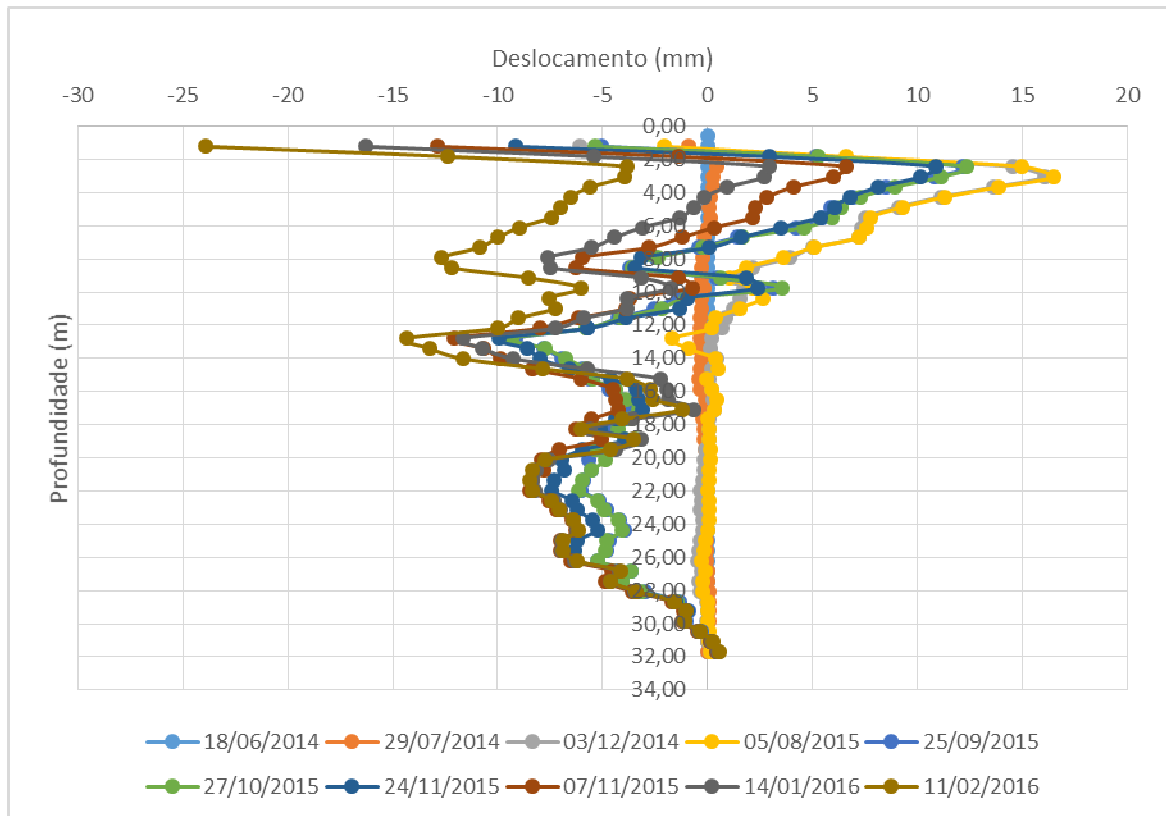
Apenas o inclinômetro I-2 forneceu leituras por um longo período e com variações significativas. O inclinômetro I-5 possui boa resposta mas foi instalado posteriormente, e possui poucas leituras. A partir da interpretação das leituras dos inclinômetros, profundidade e localização dos deslocamentos, é possível observar que a zona de movimentação se encontra entre 0 a 12 m de profundidade a partir da boca do furo do inclinômetro, e que os deslocamentos máximos se encontram entre 0 a 7m de profundidade (Figura 59 a Figura 63).



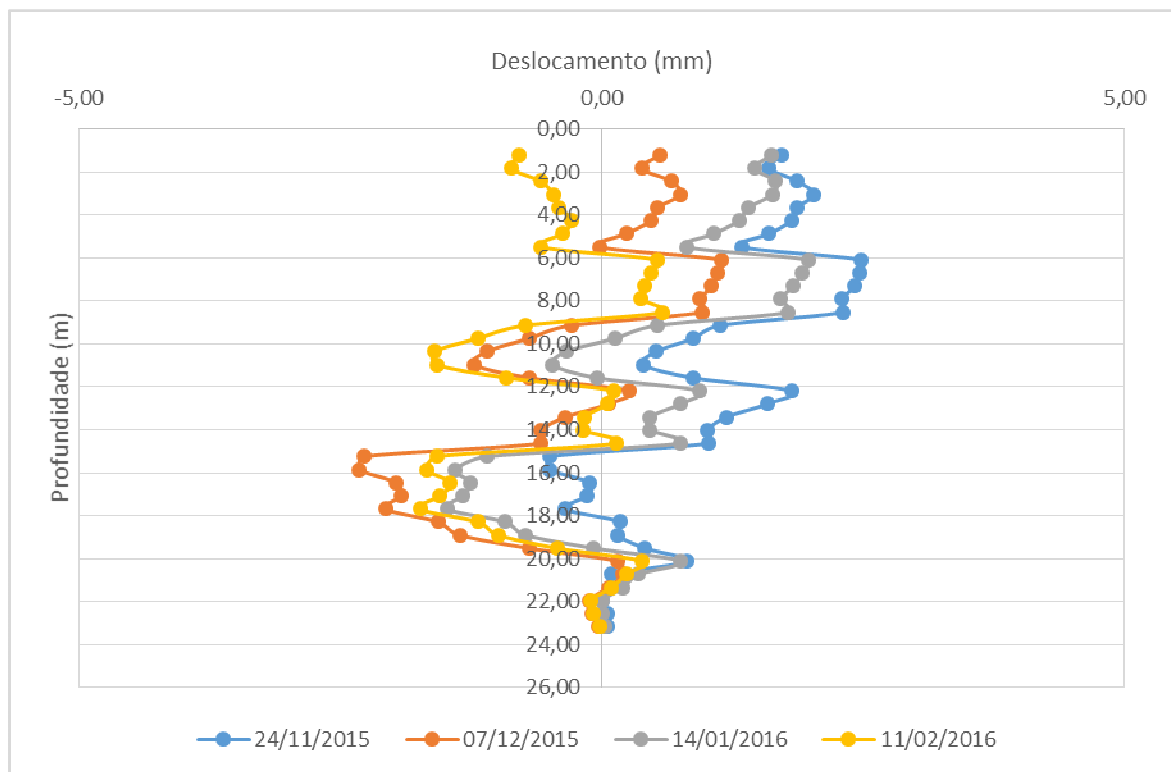
**Figura 59 - Inclinômetro I-1 - Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados)**



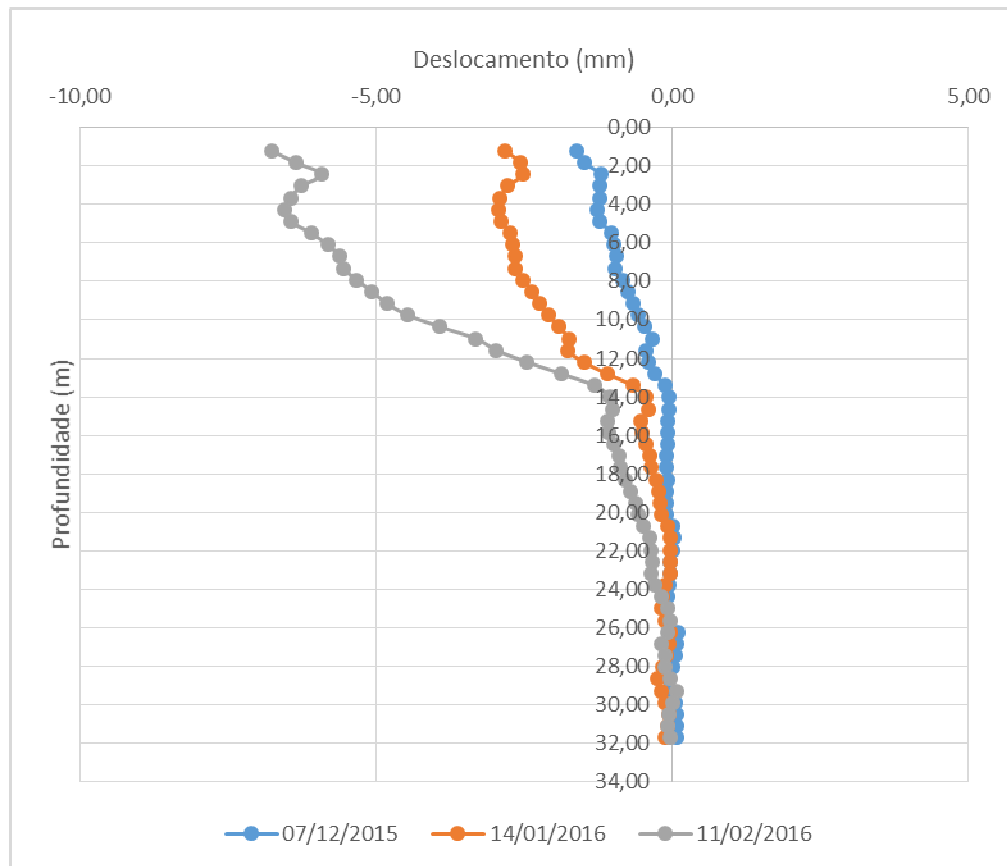
**Figura 60 - Inclinômetro I-2 - Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados)**



**Figura 61 - Inclinômetro I-3 - Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados)**



**Figura 62 - Inclinômetro I-4 - Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados)**



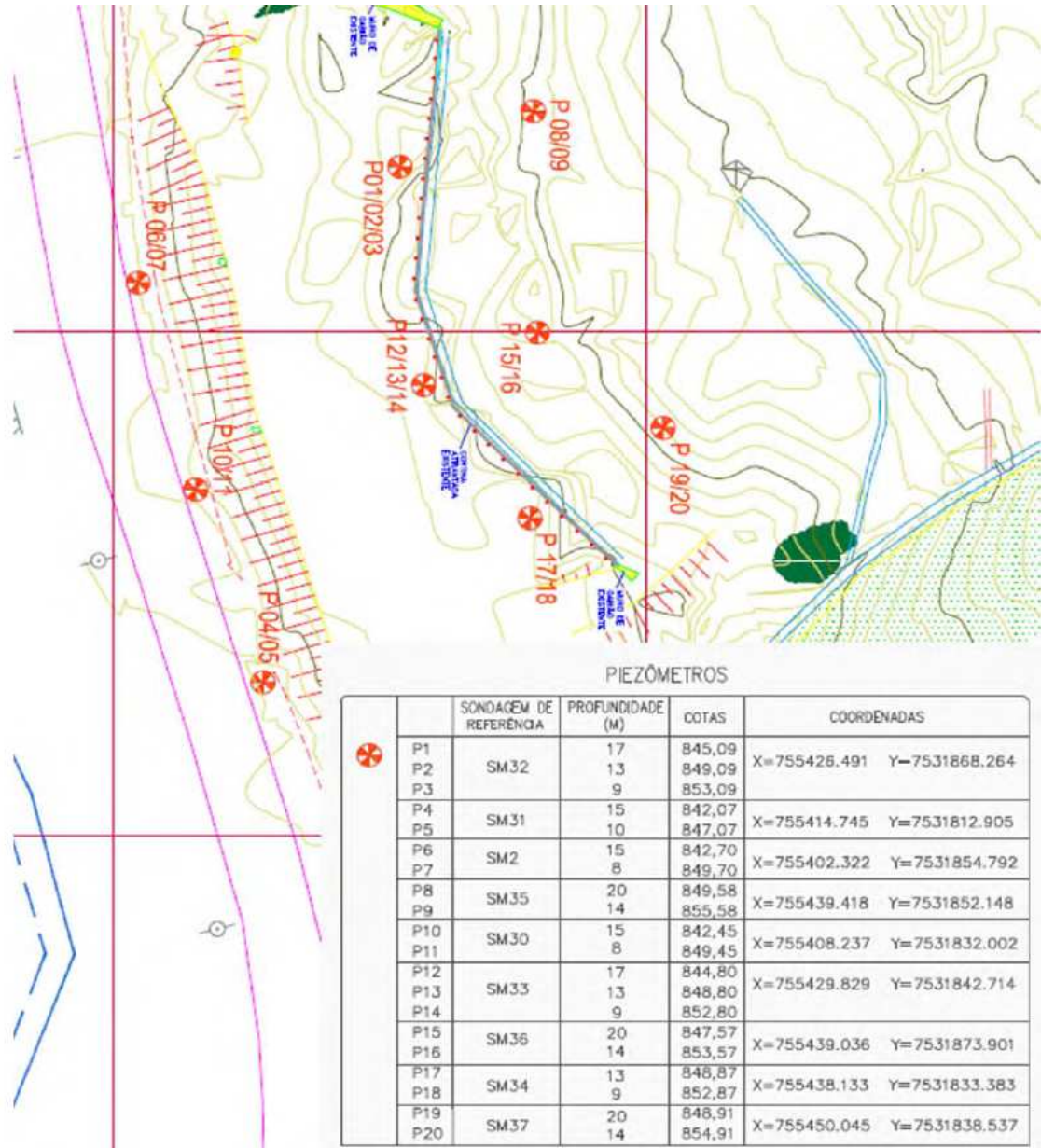
**Figura 63 - Inclinômetro I-5 – Profundidade x Deslocamentos horizontais (Acumulados)**

### 3.2 Piezômetros

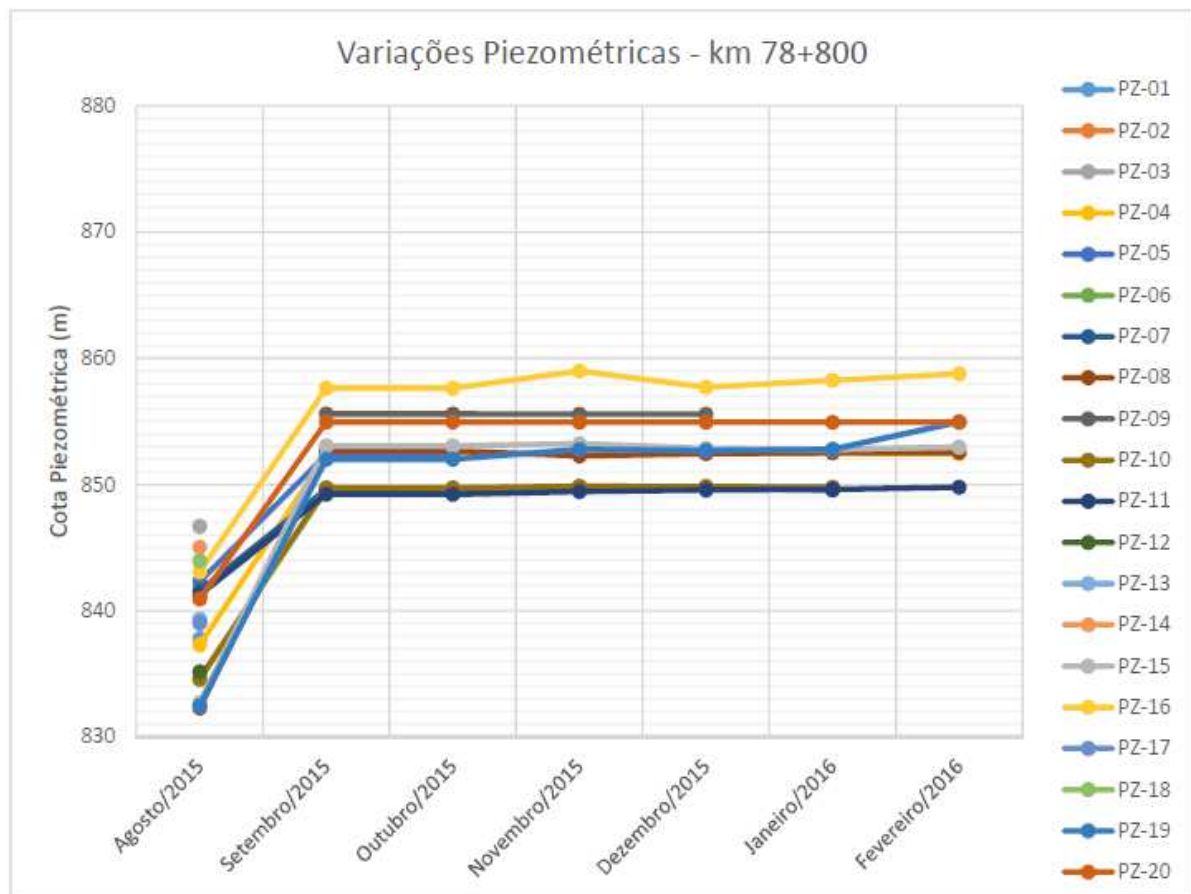
No talude, foram instaladas 03 (três) linhas de tubos de piezômetros, do tipo Casagrande, sendo a primeira a jusante do solo grampeado, a segunda entre o solo grampeado e a cortina atirantada, e a terceira a montante da cortina. Os piezômetros foram instalados em agosto de 2015, com a localização apresentada na Figura 64. Foi fornecido para auxílio do presente trabalho apenas o gráfico com os resultados do piezômetro contido na Figura 65. Nota-se que dos 20 piezômetros instalados, apenas 8 (PZ08, PZ09, PZ10, PZ11, PZ15, PZ16, PZ19 e PZ20) apresentaram leituras de Agosto/2015 a Fevereiro/2016. Os demais piezômetros apresentaram problemas ou estavam obstruídos só possuindo a primeira leitura.

De um modo geral, observa-se uma elevação acentuada da cota piezométrica de Agosto/2015 a Setembro/2015 (Figura 65). A partir setembro, a cota permanece aproximadamente constante. Cabe ressaltar que as leituras dos inclinômetros não

refletiram esse aumento da cota piezométrica de agosto para setembro, possivelmente um erro de leitura na coleta dos dados.



**Figura 64 – Localização dos Piezômetros (TERRAE, 2014)**



**Figura 65 - Leituras dos piezômetros (agosto/2015 a fevereiro/2016)**

#### 4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório são fundamentais para a obtenção dos parâmetros geotécnicos dos solos (caracterização, resistência, deformabilidade, etc.), de forma possibilitar uma melhor interpretação do escorregamento. O programa experimental consistiu de ensaios de caracterização (granulometria, limites de Atterberg e densidade), serão realizados no laboratório de solos da UERJ, e resistência (ensaios de cisalhamento direto e triaxiais), realizados no laboratórios da UERJ e COPPE/UFRJ respectivamente.

Para execução dos ensaios de laboratório, foram retiradas 2 amostras indeformadas de dimensões 30 cm x 30 cm próximas à locação da sondagem SM 33, sondagem que se encontra em anexo no final da dissertação, onde o solo residual se encontrava mais próximo da superfície, facilitando a coleta da amostra. A

primeira amostra foi retirada a 30 cm de profundidade de um solo argilo arenoso, solo coluvionar, denominado (solo 1), a partir de uma escavação manual. A segunda amostra foi retirada a 3,0 m de profundidade de um solo silte arenoso micáceo, solo residual, denominado (solo 2), com o auxílio de uma retroescavadeira fornecida pela concessionária da rodovia. Não foi possível a retirada das amostras da rocha bastante fraturada e alterada, denominado (solo 3), por se encontrar em grande profundidade. A Figura 66 e Figura 67 apresenta os detalhes da coleta das amostras.



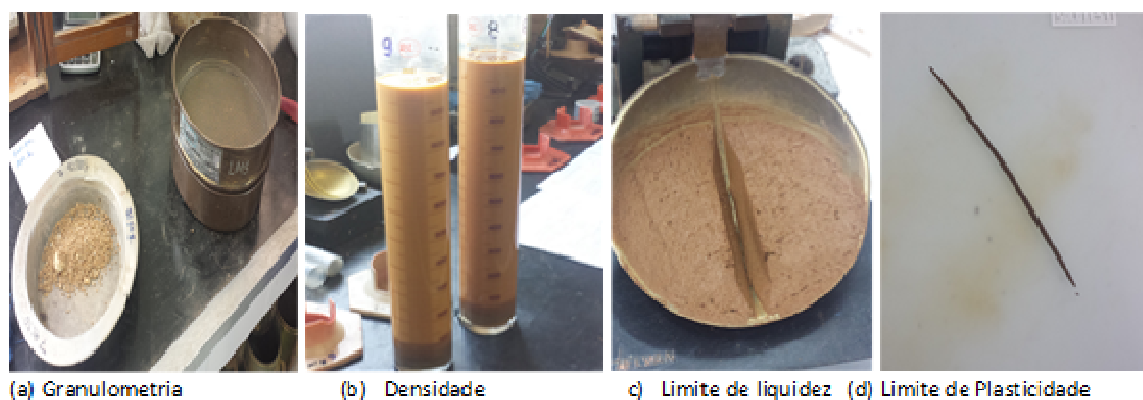
**Figura 66 – Detalhe da retirada da amostra indeformada do Solo 1, Prof: 30cm**



**Figura 67 – Detalhe da retirada da amostra indeformada do Solo 2, Prof: 3,00m**

#### 4.1 Ensaios de Caracterização

De forma a caracterizar os materiais envolvidos no escorregamento, foram realizados inicialmente, com base nas normas da ABNT, ensaios de granulometria (NBR-6457), densidade (NBR-6457), e limites de plasticidade (NBR-7180) e liquidez (NBR-6459) para cada amostra. (Figura 68) Os ensaios foram executados no Laboratório de Mecânica dos Solos, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro.



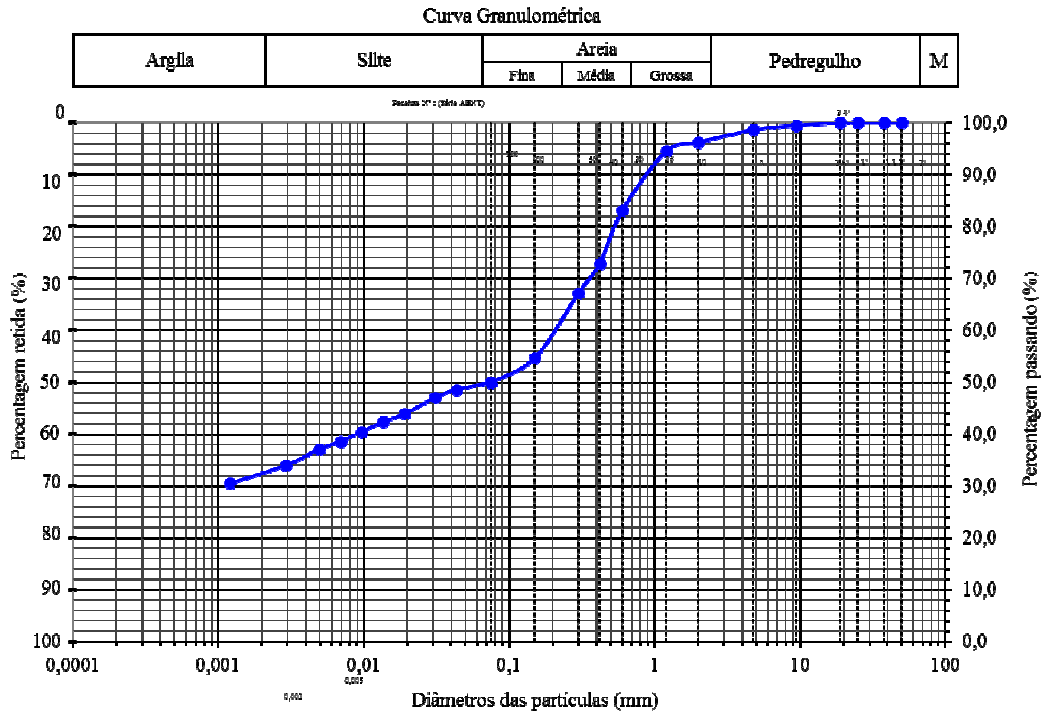
**Figura 68 – Detalhes dos ensaios de caracterização**

A Figura 69 e a Figura 70 apresentam as curvas granulométricas obtidas para os solos coletados a diferentes profundidades. Na Tabela 14, são apresentados os percentuais dos diferentes tipos de solo, bem como os resultados dos ensaios de densidade e limites de Atterberg. Observa-se que o solo 1, mais superficial, apresenta 50 % de areia e pedregulho, e 50 % de finos (silte e argila), sendo classificado como um solo argilo arenoso. O solo 2 apresenta 68 % de areia e pedregulho, e 32 % de finos, sendo classificado como um solo areno argiloso. Este solo não apresentou limites de liquidez e plasticidade, tendo em vista a alta fração areia.

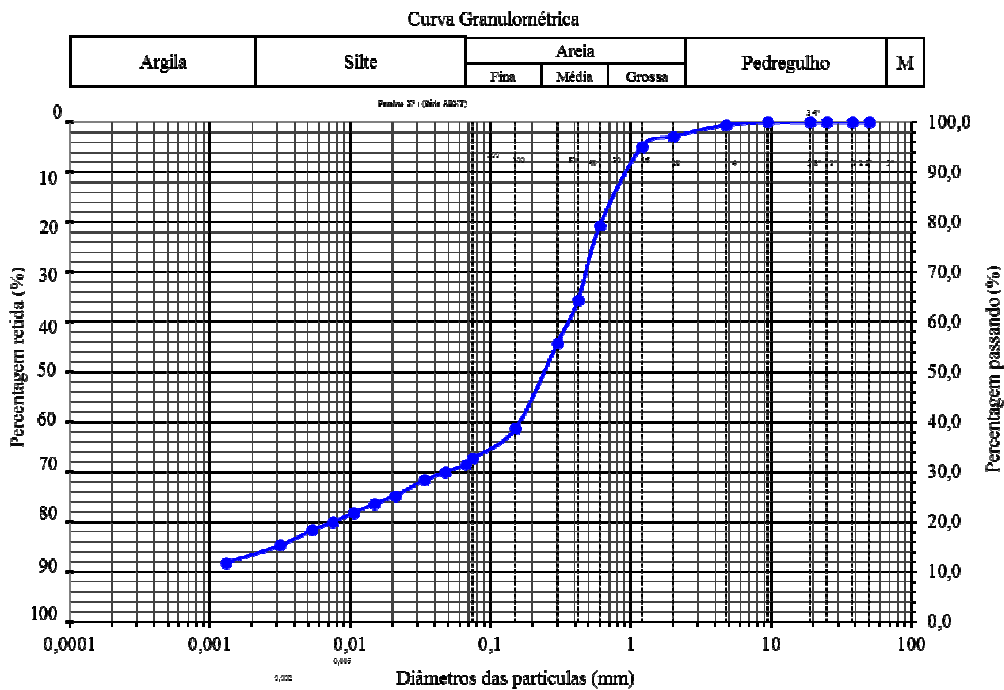
A classificação dos dois solos obtida a partir dos ensaios de laboratório foi diferente da classificação fornecida pelas sondagens, principalmente com relação ao solo 2. Como apresentado no Item 2.2.2, nas sondagens, o solo 1 foi classificado como um solo argilo arenoso pouco micáceo, e o solo 2 como um solo silto arenoso muito micáceo. A possível causa desta diferença é que na sondagem a classificação é tátil e visual não sendo 100% fiel à realidade. O ensaio de laboratório fornece uma



maior segurança quanto à classificação. Cabe salientar a presença acentuada de mica no solo 2, o que caracterizaria uma possibilidade maior de ocorrência de instabilizações.



**Figura 69 - Curva Granulométrica do Solo 1**



**Figura 70 - Curva Granulométrica do Solo 2**

**Tabela 14 – Classificação dos Solos**

<b>Solo 1</b>				<b>Solo 2</b>			
Pedregulho	Areia	Silte	Argila	Pedregulho	Areia	Silte	Argila
4%	46%	13%	37%	1%	67%	14%	18%
Densidade dos grãos ( $G_s$ ) (NBR -6508)		2,635		Densidade dos grãos ( $G_s$ ) (NBR -6508)		2,645	
Limite de Liquidez (NBR-6459)		49,09%		Limite de Liquidez (NBR-6459)		-	
Limite de Plasticidade (NBR-7180)		28,99%		Limite de Plasticidade (NBR-7180)		-	
Índice de Plasticidade		20,10%		Índice de Plasticidade		-	
Classificação: Solo Argilo Arenoso				Classificação: Solo Areno Argiloso			

#### 4.2 Ensaios de Resistência ao Cisalhamento dos Solos

Em seguida, foram realizados 12 ensaios de cisalhamento direto: 3 na condição natural e 3 inundados, para cada uma das amostras, ensaios realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ.

Todos os ensaios de cisalhamento foram realizados com amostras indeformadas moldadas em caixas de 10 cm x 10 cm, Figura 71. Os corpos de provas inundados foram realizados da seguinte forma, após moldagem foram transferidos para a caixa de cisalhamento onde em seguida a caixa foi preenchida com água e deixados por 24h. Os corpos de prova inundados e os nas umidades natural foram adensados e em seguida cisalhados. Foram adotadas as seguintes tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. E o ensaio de cisalhamento foi executado com uma velocidade de 0,09 mm/min.



**Figura 71 – Amostra sendo preparada para o cisalhamento.**



**Figura 72 – Corpo de prova saturado já cisalhado.**

Como o objetivo é apresentar uma análise numérica da instabilização observada no talude do km 78 da RJ 116, houve a necessidade de se determinar os módulos de elasticidade dos materiais envolvidos. Para isso, foram executados 3 ensaios triaxiais, do tipo adensado drenado (CD), no laboratório de solos da COPPE/UFRJ, para cada amostra indeformada de solo. Os ensaios foram realizados com as tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Os corpos de prova foram moldados com dimensões 5 cm x 10 cm e a velocidade dos ensaios foi de 0,06 mm/s. Foram realizadas duas baterias de ensaios, em corpos de prova saturados através da aplicação de contrapressão. Uma bateria relativa ao solo 1 e outra ao solo 2, totalizando 6 corpos de prova ensaiados.



**Figura 73 – Corpo de prova no ensaio Triaxial.**

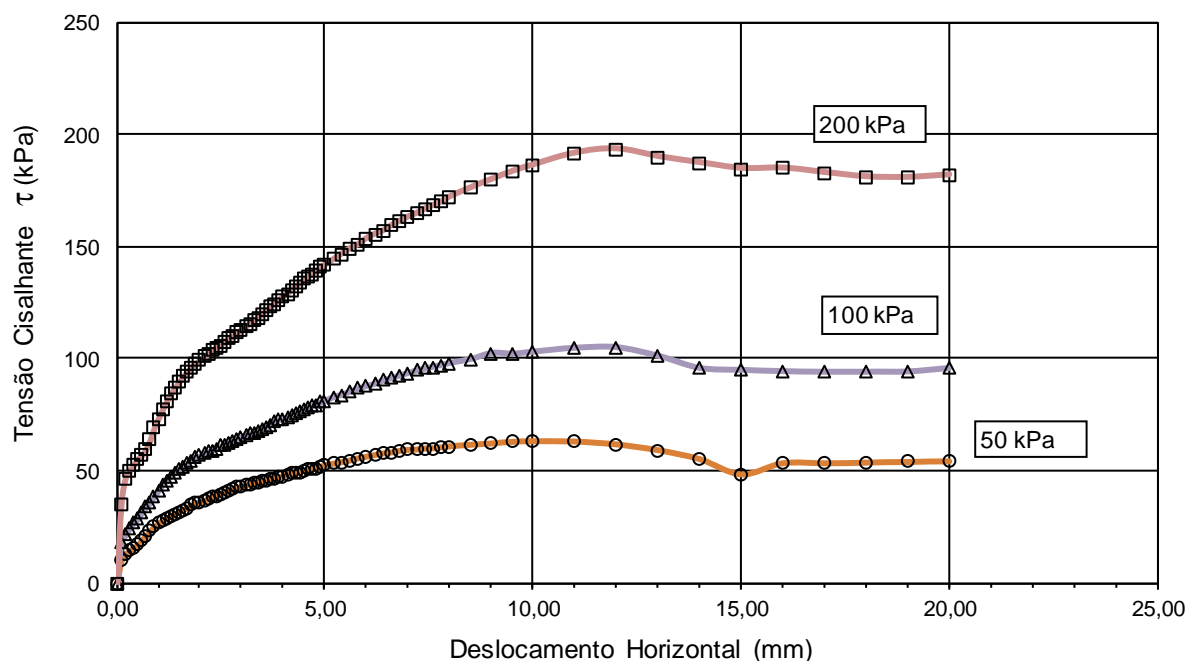


**Figura 74 – Corpos de prova após o ensaio Triaxial.**

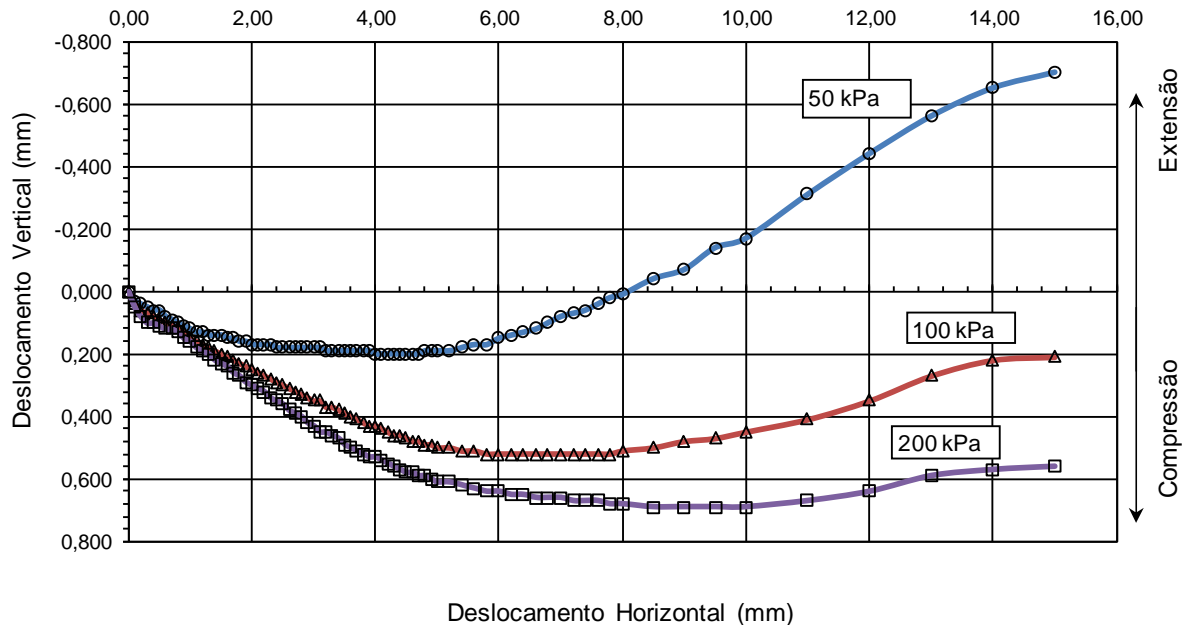
#### 4.2.1 Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto forneceu as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento e as envoltórias de resistência para cada solo na condição natural e inundada (Figura 75 a Figura 86). A partir destas curvas, pode-se obter os parâmetros de resistência dos solos.

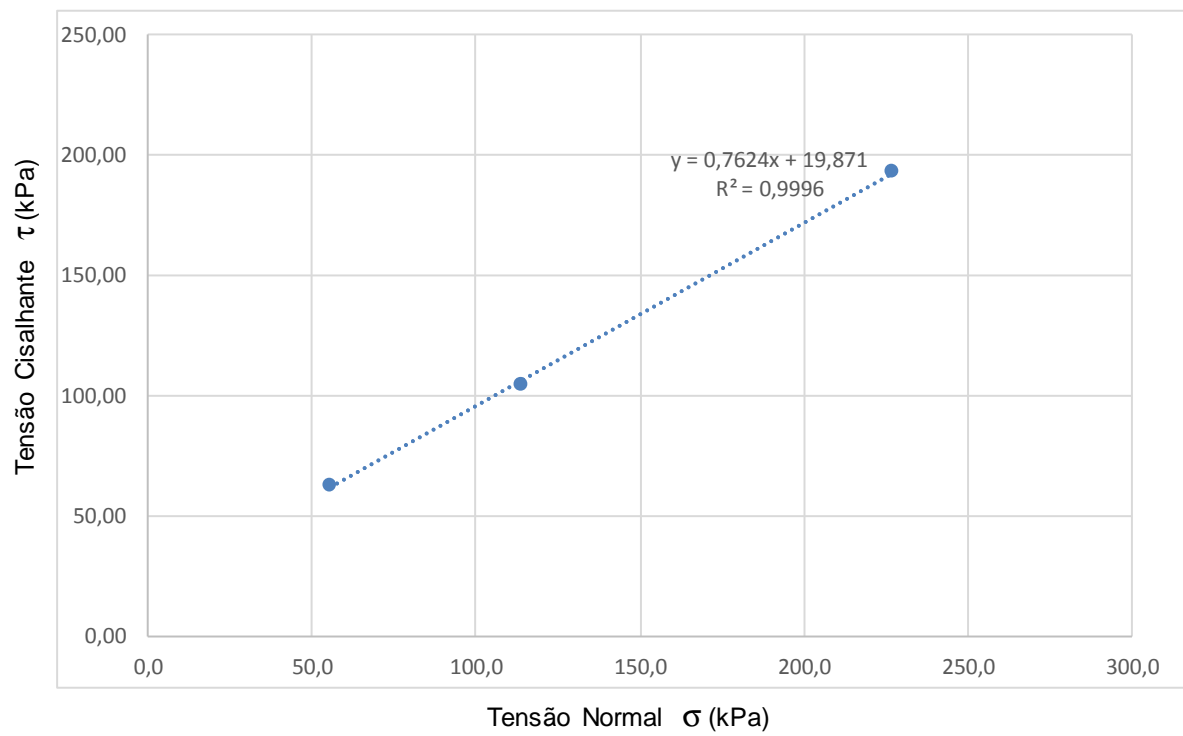
As curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal obtidas para ambos os solos mostram que para níveis mais altos de tensão vertical, há uma perda de resistência após a tensão máxima (pico). E as curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal indicam que ambos os solos apresentam uma compressão inicial seguido de uma expansão. Na condição natural, o solo 2 consegue expandir mais que a compressão inicial para as tensões de 50 kPa e 100kPa, e o solo 1 para a tensão de 50kPa. Já na condição inundada, ambos os solos apresentam uma expansão inferior à compressão inicial.



**Figura 75 – Curvas Tensão x Deslocamento (Solo 1 – Natural)**



**Figura 76 - Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal (Solo 1 – Natural)**



**Figura 77 – Envoltória de Resistência (Solo 1 – Natural):  $\tau = 19,871 + 0,7624\sigma$**

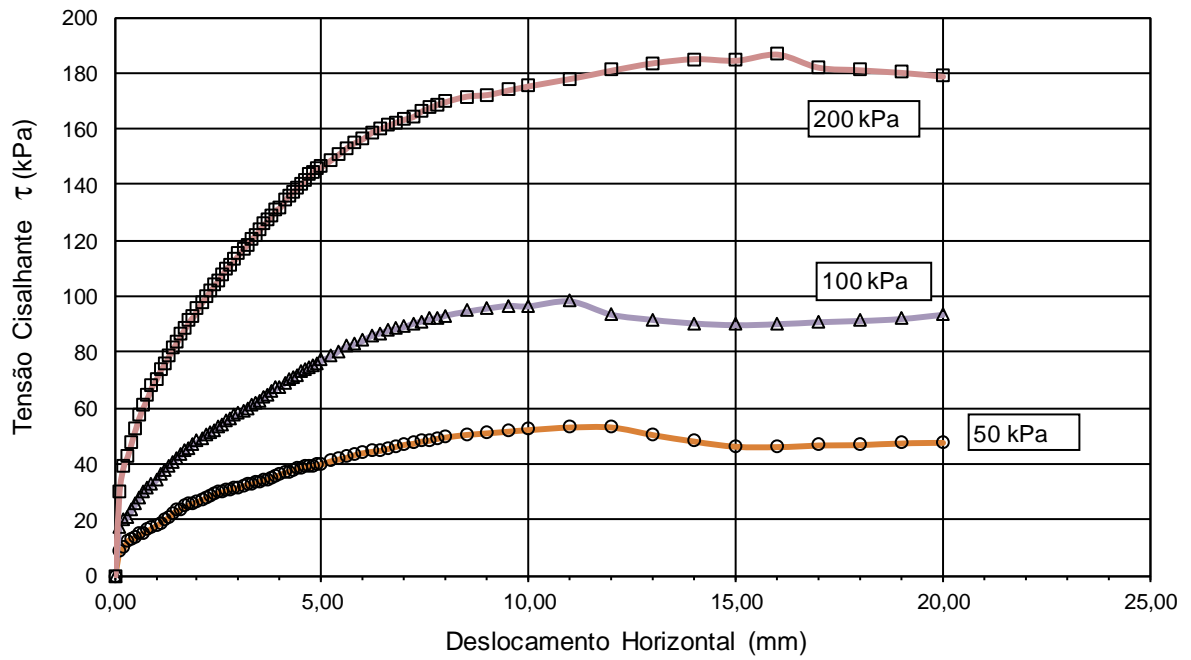


Figura 78 – Curvas Tensão x Deslocamento (Solo 1 – Inundado)

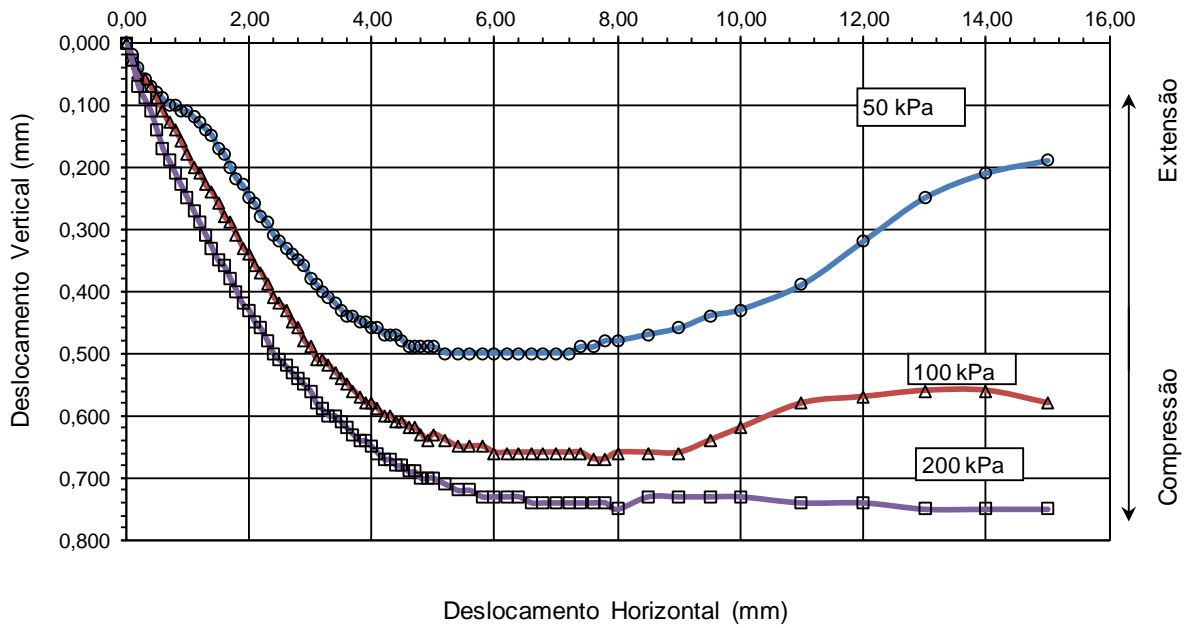
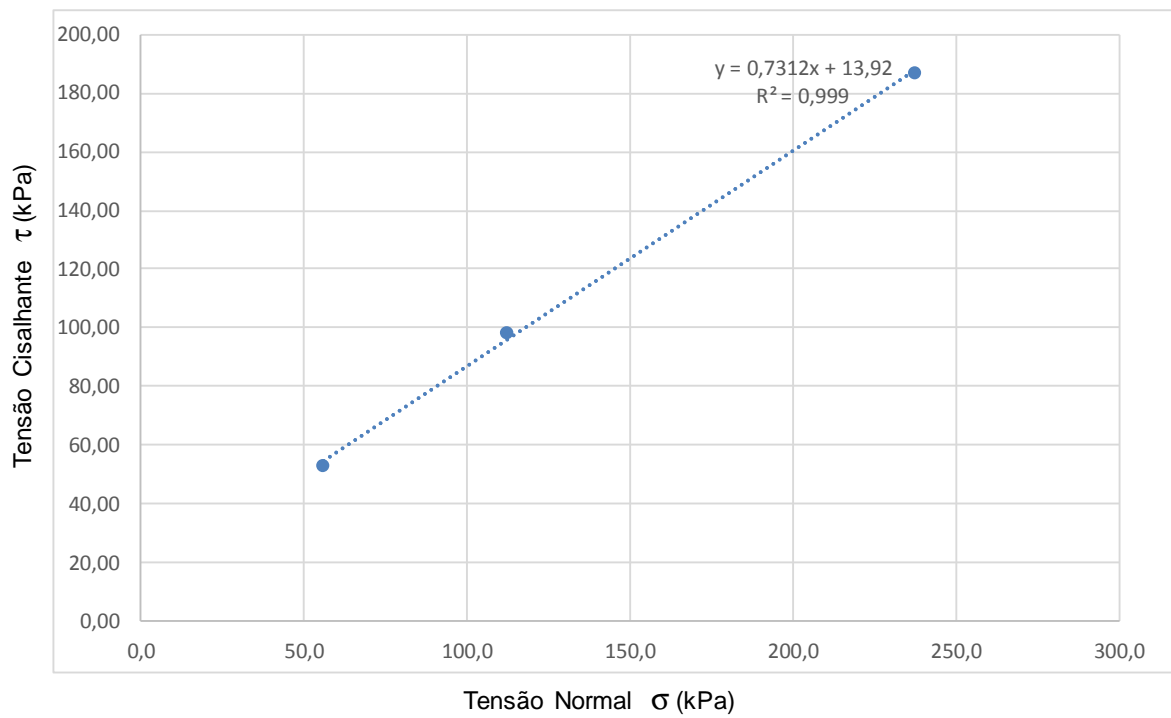
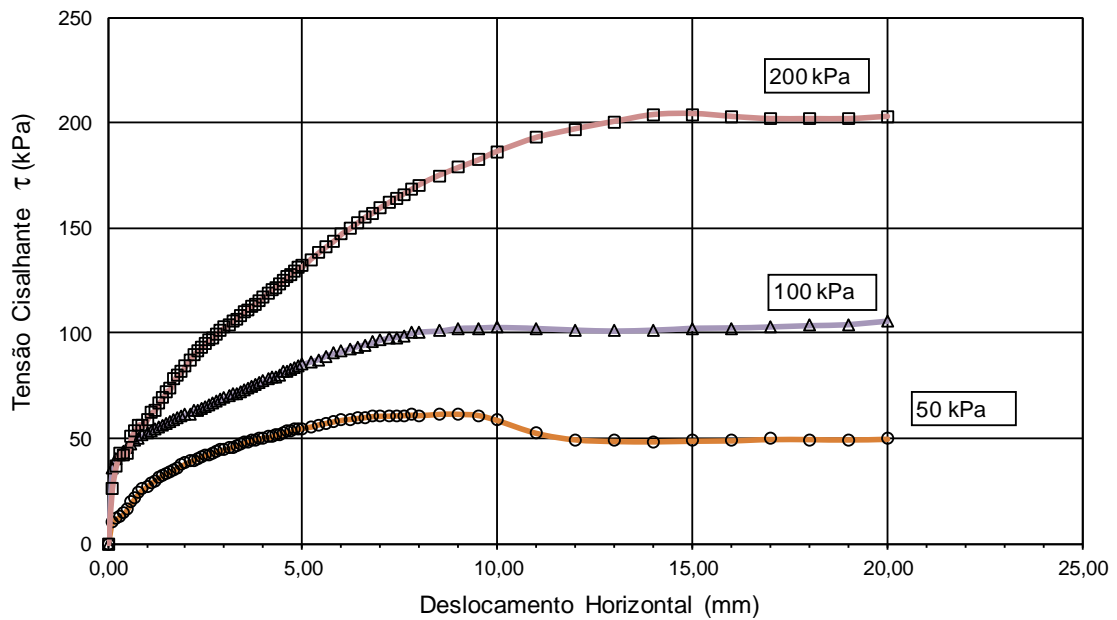


Figura 79 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal (Solo 1 – Inundado)

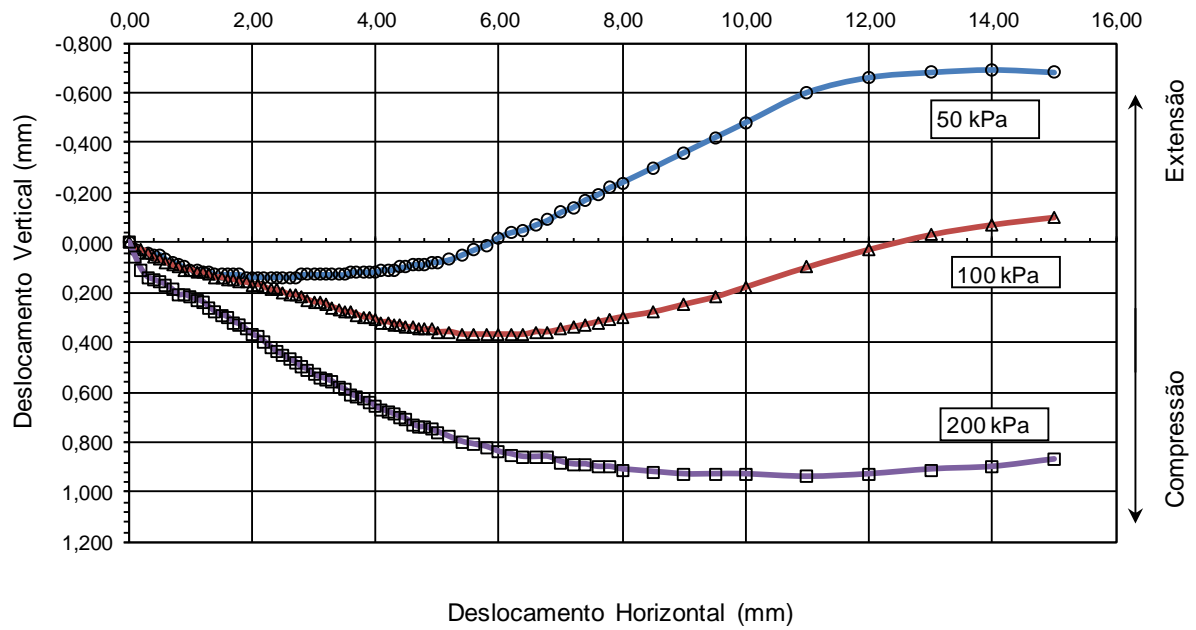


**Figura 80 – Envoltória de Resistência: (Solo 1 – Inundado):  $\tau = 13,92 + 0,7312\sigma$**

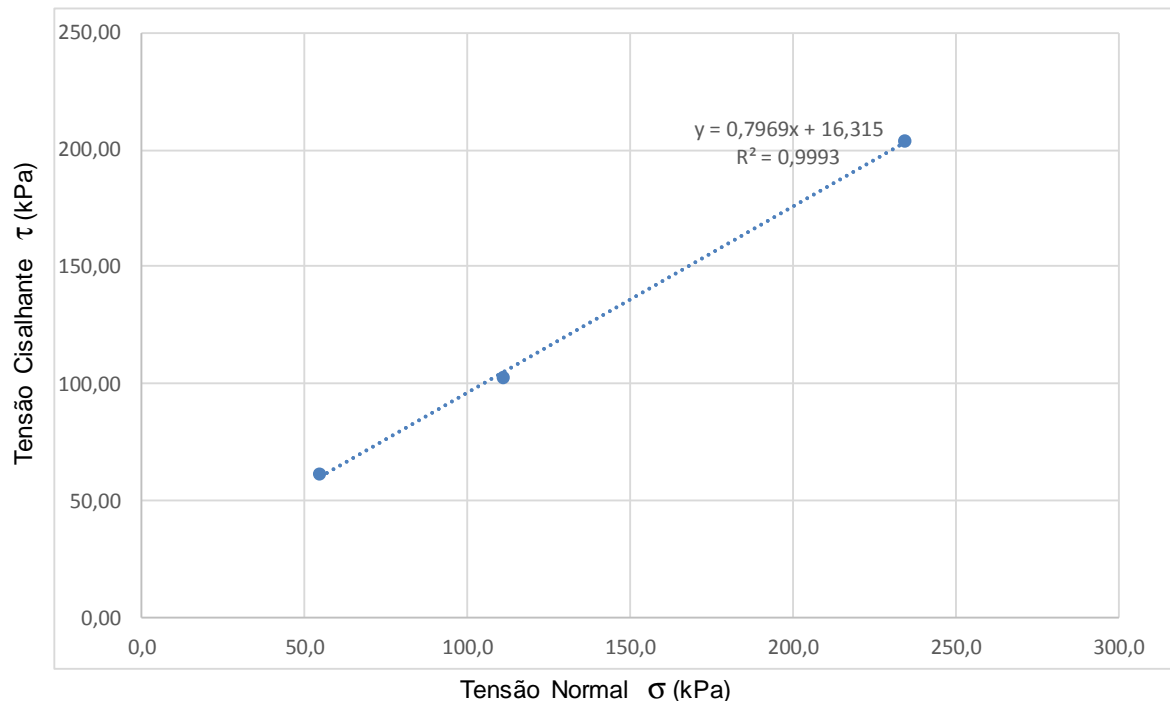


**Figura 81 – Curvas Tensão x Deslocamento (Solo 2 – Natural)**





**Figura 82 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal (Solo 2 – Natural)**



**Figura 83 – Envoltória de resistência (Solo 2 – Natural):  $\tau = 16,315 + 0,7969\sigma$**

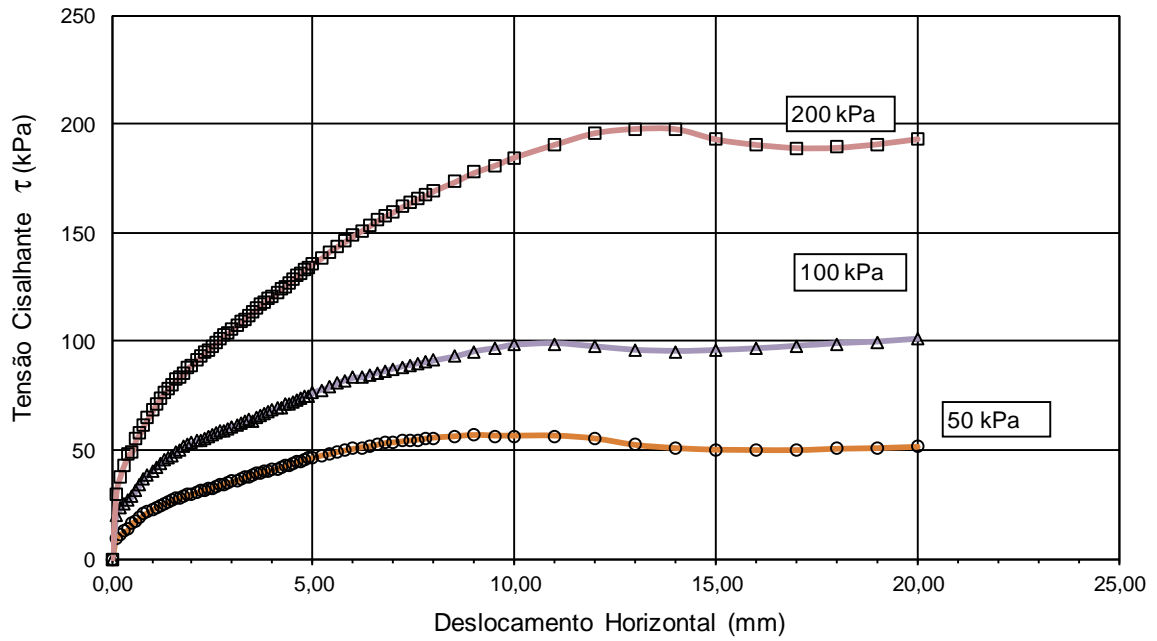


Figura 84 – Curvas Tensão x Deslocamento (Solo 2 – Inundado)

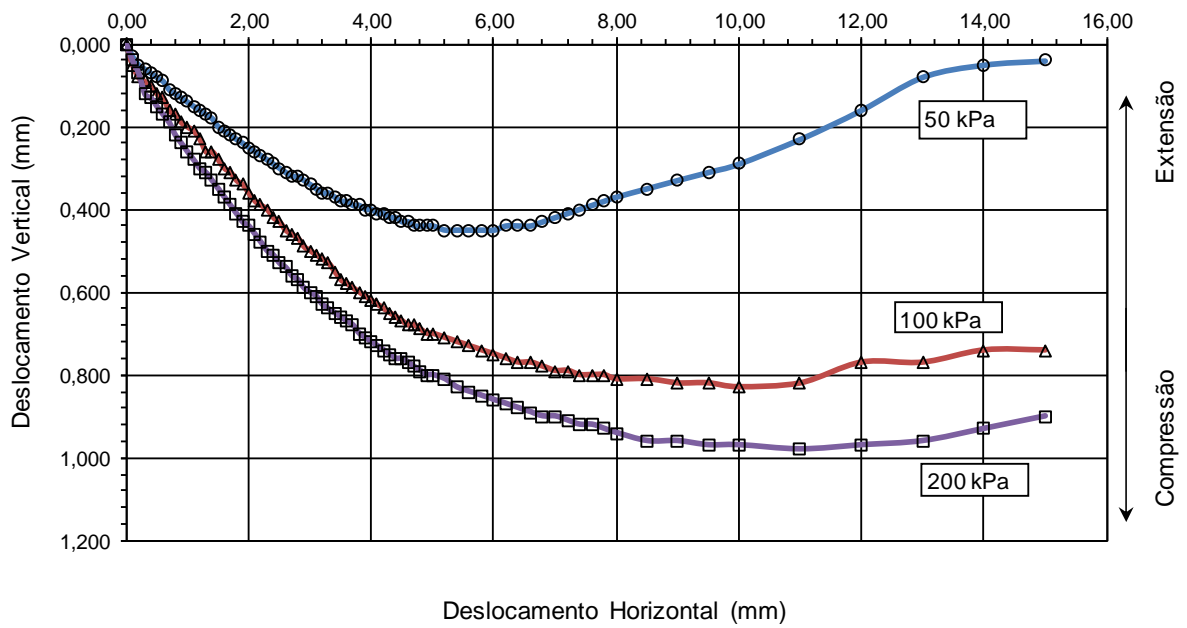
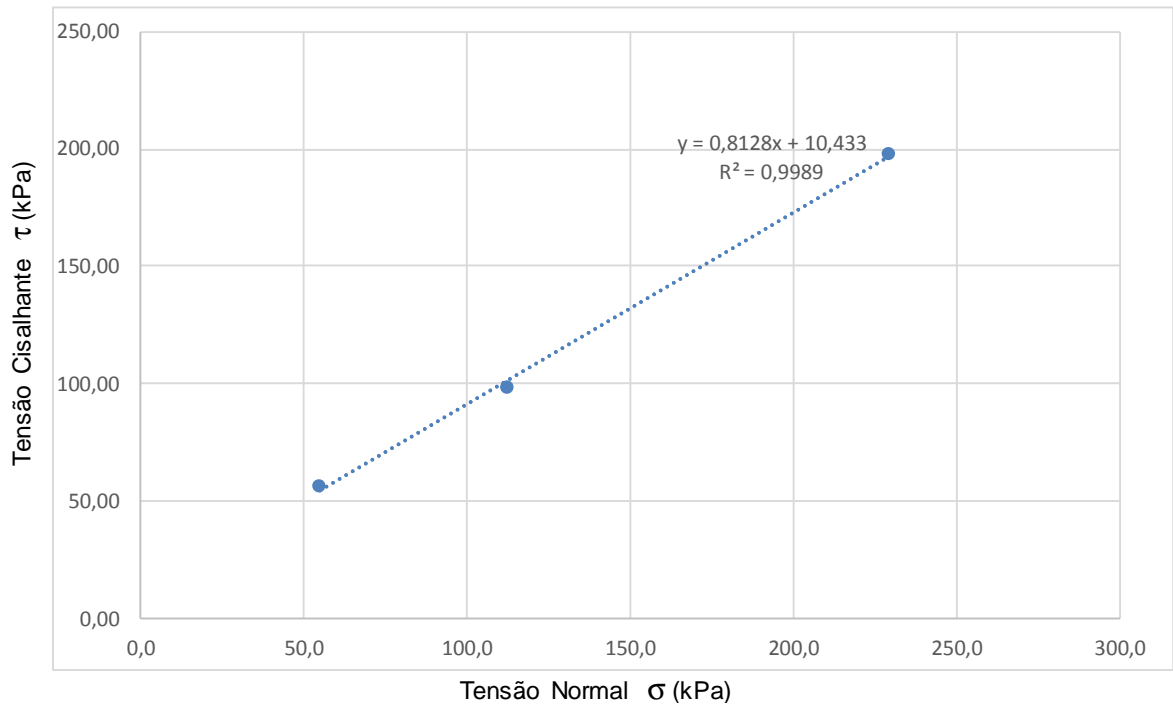


Figura 85 – Deslocamento Vertical x Deslocamento Horizontal (Solo 2 – Inundado)



**Figura 86 – Envoltória de Resistência (Solo 2 – Inundado):  $\tau = 10,433 + 0,8128\sigma$**

A Tabela 15 apresenta os índices físicos para os dois solos, e a Tabela 16 reúne os valores de resistência dos solos obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto.

Comparando-se os resultados obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto, verifica-se que o solo 1, por ter uma maior quantidade de argila em relação ao solo 2, tende a apresentar uma maior coesão. Por sua vez, o solo 2, por apresentar uma maior quantidade de areia e mica, tende a apresentar uma coesão efetiva menor que o solo 1. A diferença em termos da parcela de coesão efetiva da resistência entre os solos é muito pequena. No entanto, como esperado, o solo 2 apresenta uma coesão efetiva menor. Quanto à parcela de atrito ambos os materiais apresentaram resultados muito similares.

Tabela 15 – Índices Físicos

	Teor de Umidade ( $h_o$ )	Índice de Vazios ( $e_o$ )	Peso Esp. Natural ( $\gamma_n$ )	Peso Esp. Seco ( $\gamma_s$ )	Grau de Saturação ( $S_o$ )
	%		(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)
<b>SOLO 1</b>	22,72	0,89	16,81	13,45	67,16
<b>SOLO 2</b>	24,77	0,92	16,84	13,23	71,12

Tabela 16 – Valores de Resistência – Cisalhamento Direto

Valores de Resistência	Solo 1 Natural	Solo 1 Inundado	Solo 2 Natural	Solo 2 Inundado
Ângulo de Atrito Interno $\phi'$ (°)	37	36	39	39
$c'$ (kPa)	20	14	16	10

#### 4.2.2 Resultados dos Ensaio Triaxiais (CD)

A Figura 87 a Figura 94 apresentam as curvas obtidas nos ensaios triaxiais para ambos os solos, juntamente com as respectivas envoltórias de resistência. Os resultados indicam que o solo 1 apresenta um intercepto coesivo ligeiramente superior ao solo 2, e um ângulo de atrito levemente inferior. O mesmo comportamento foi observado nos ensaios de cisalhamento direto. A Tabela 17 reúne os parâmetros de resistência obtidos para os dois solos. O resultado da coesão efetiva menor para o solo 2 é coerente com a presença de mica neste material.

Ressalta-se que, apesar da semelhança dos resultados obtidos para os dois solos, nota-se uma diminuição do teor de argila e um aumento da fração silte e areia com a profundidade.

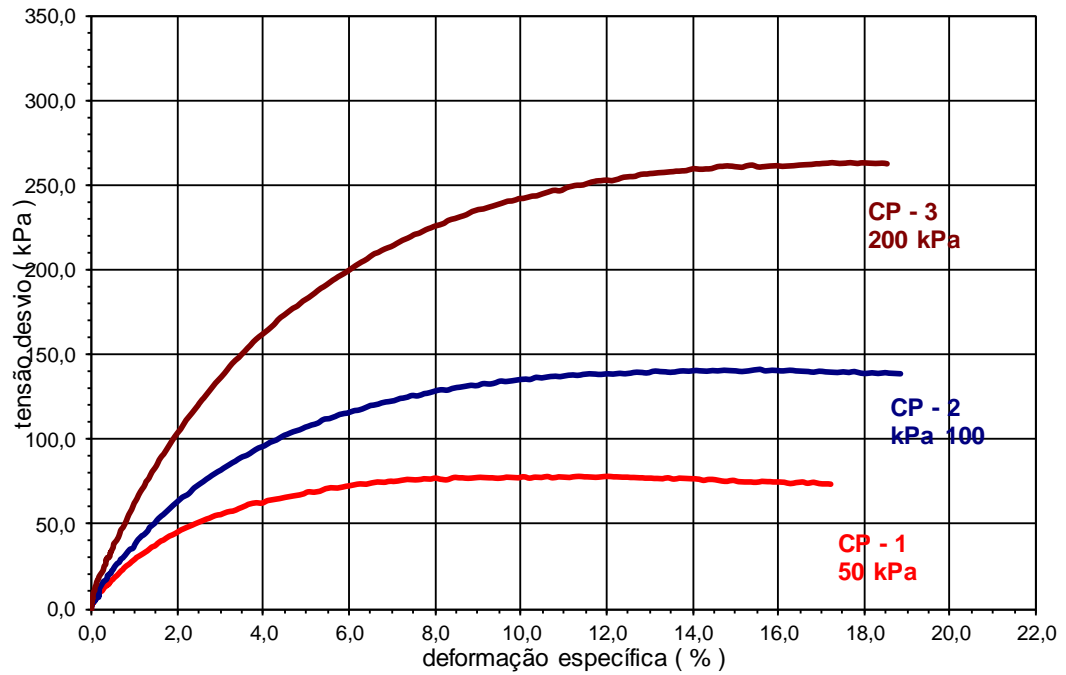


Figura 87 – Curvas Tensão x Deformação (Solo 1)

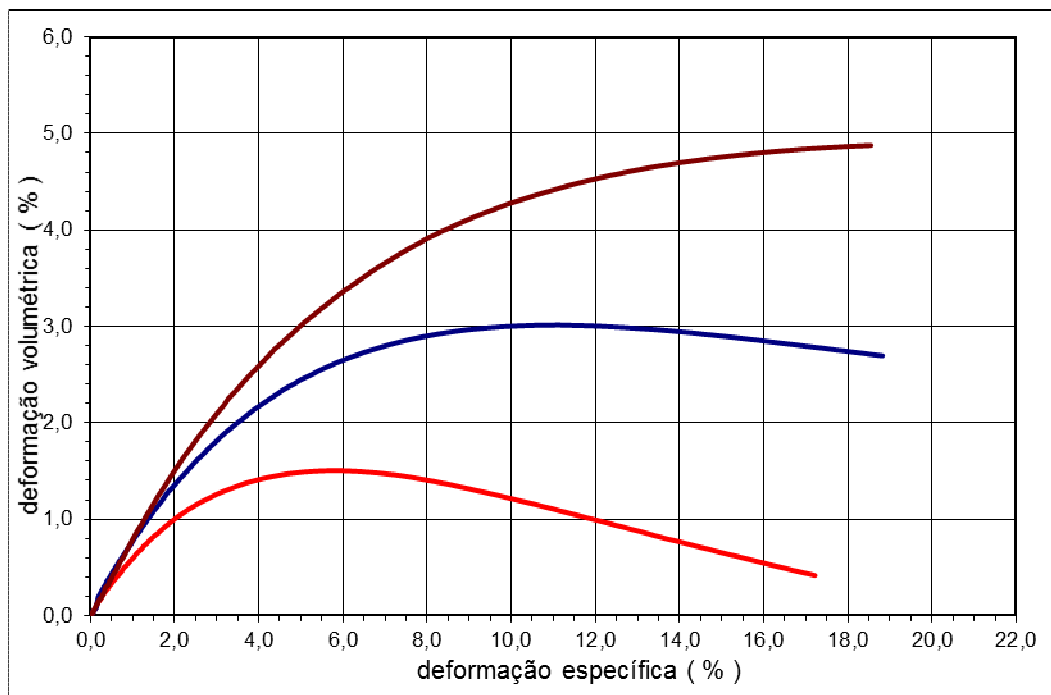
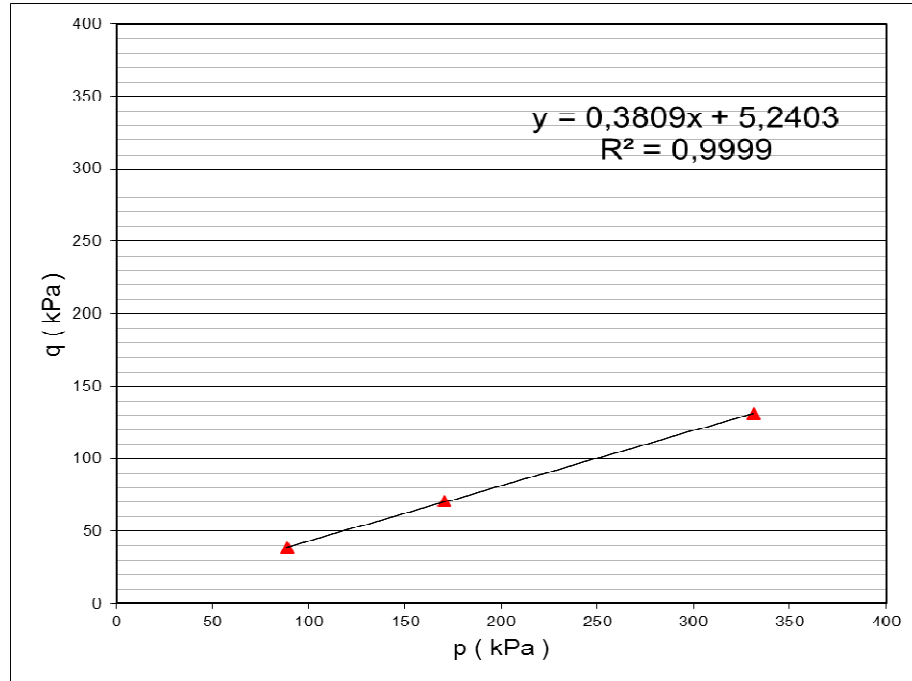
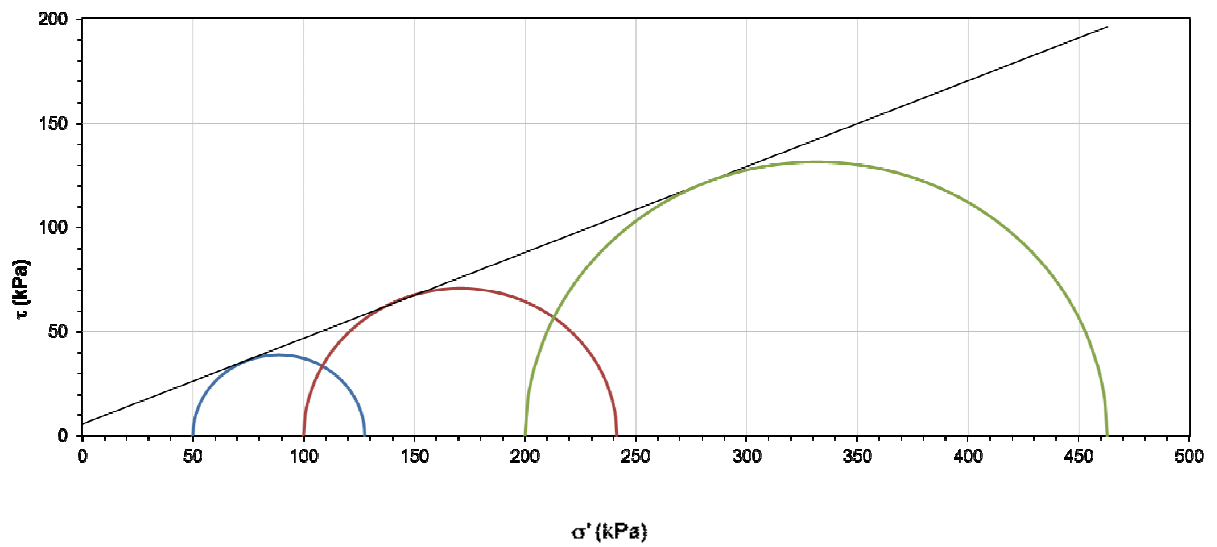


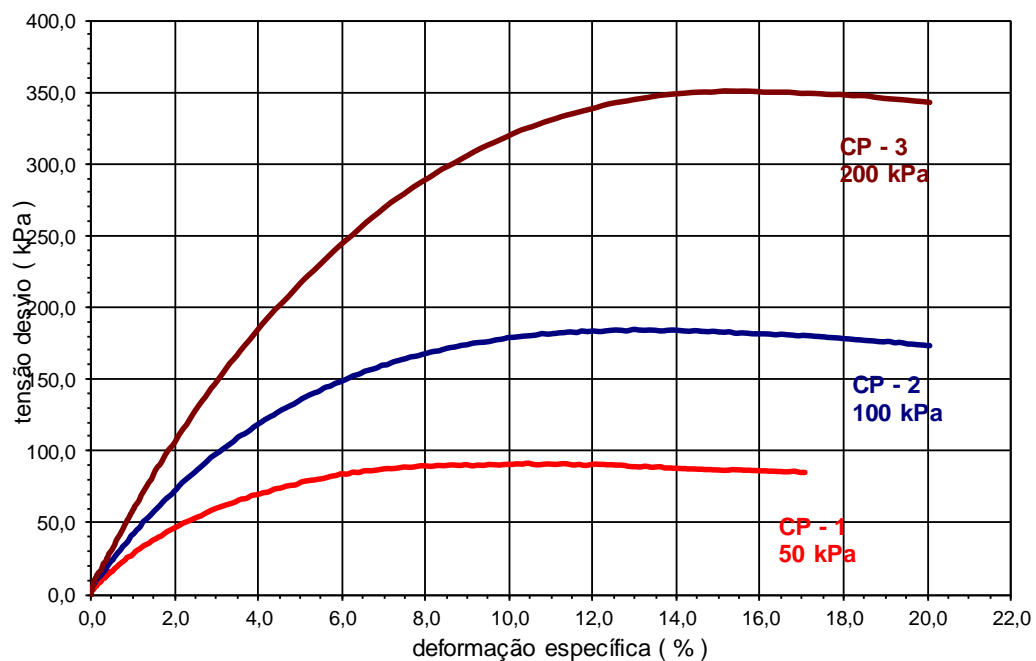
Figura 88 – Curvas Deformação Volumétrica x Deformação Específica (Solo 1)



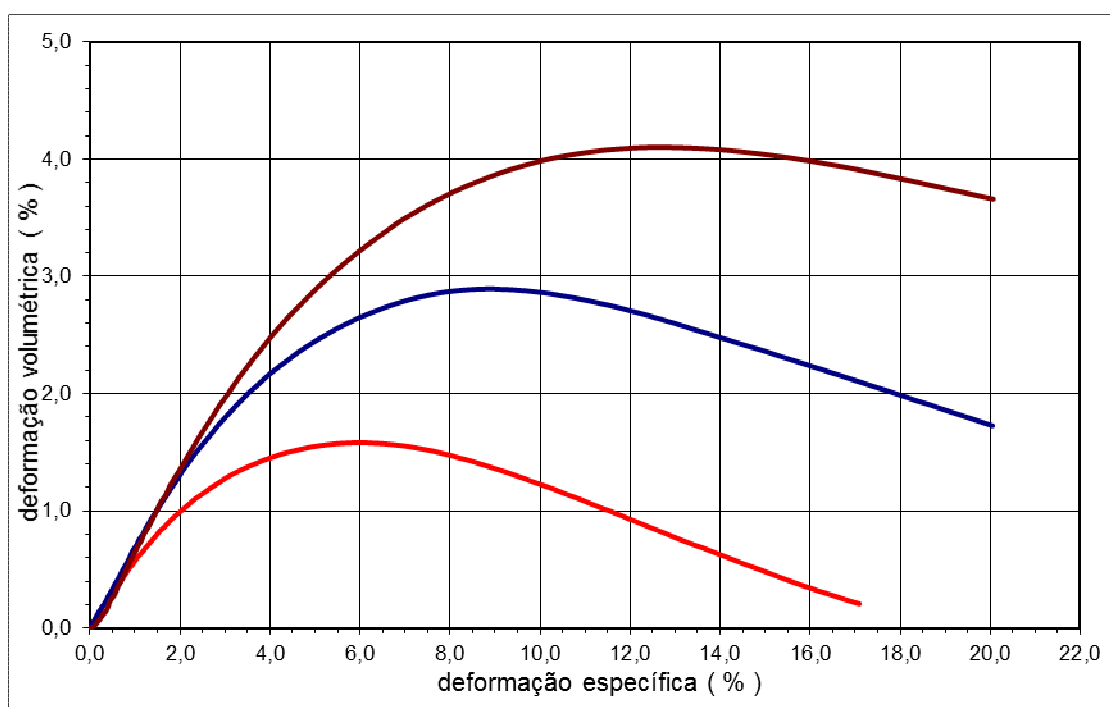
**Figura 89– Envoltória de Resistência (Solo 1):  $q = 5,2403 + 0,3809p$**



**Figura 90 – Envoltória de Ruptura (Solo 1)**



**Figura 91 – Curvas Tensão x Deformação (Solo 2)**



**Figura 92 – Curvas Deformação Volumétrica x Deformação Específica (Solo 2)**

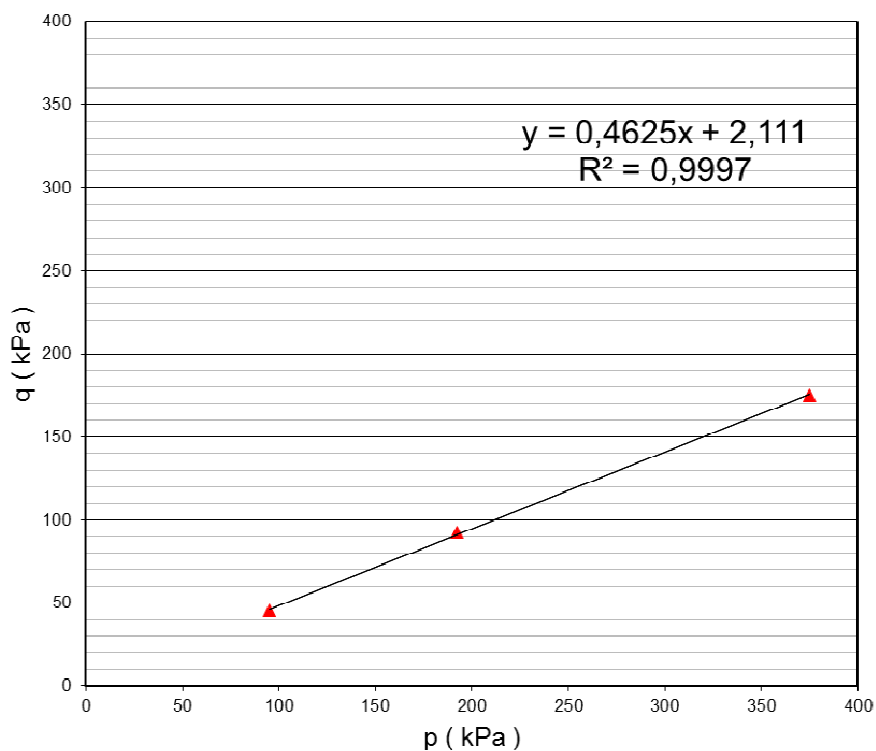


Figura 93 – Envoltória de Resistência (Solo 2):  $q = 2,111 + 0,4625p$

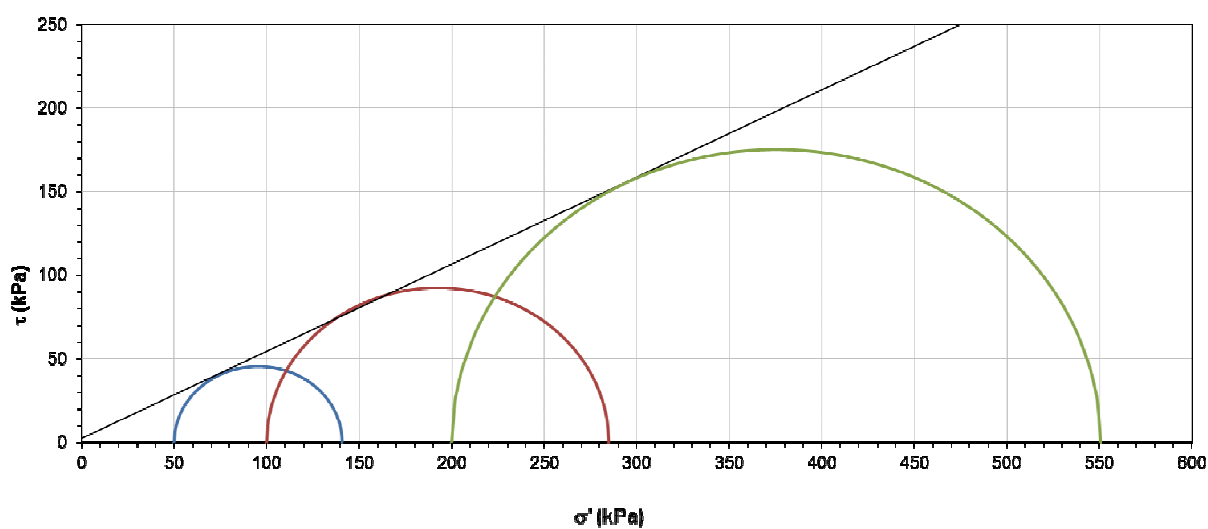


Figura 94 – Envoltória de Ruptura (Solo 2)



Tabela 17 – Valores de resistência do ensaio triaxial

Valores de Resistência	Solo 1	Solo 2
$c'$ (kPa)	5,58	2,32
Ângulo de Atrito Interno $\phi'$ (°)	22,39	27,5

A Tabela 18 apresenta os valores de módulo de deformabilidade obtidos a partir das curvas tensão *versus* deformação. Os resultados mostraram-se próximos, possivelmente porque o material extraído se encontrava ainda em uma faixa intermediária entre o solo coluvionar e o solo residual. Coerentemente, os valores de deformabilidade aumentam com o aumento do nível de tensão imposto no ensaio.

Tabela 18 – Módulos de Deformabilidade

Tensão Confinante	Solo 1		Solo 2	
	$E_i$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)	$E_i$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)
50 kPa	$2,4 \cdot 10^3$	$4,0 \cdot 10^3$	$2,3 \cdot 10^3$	$2,8 \cdot 10^3$
100 kPa	$3,0 \cdot 10^3$	$4,2 \cdot 10^3$	$3,3 \cdot 10^3$	$4,0 \cdot 10^3$
200 kPa	$4,7 \cdot 10^3$	$7,0 \cdot 10^3$	$4,7 \cdot 10^3$	$6,0 \cdot 10^3$

#### 4.2.1 Comparação entre os Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxiais

Conforme mencionado anteriormente, não foram observadas variações de resistência significativas entre os dois tipos de solo ensaiados, para cada tipo de ensaio realizado. O que se pode observar é que em ambas as baterias de ensaios (cisalhamento direto e triaxiais), a coesão efetiva é sempre menor no solo 2, o que é coerente com a presença de mica neste material.

No entanto, comparando-se os resultados dos ensaios de cisalhamento direto com os triaxiais, observam-se diferenças significativas (Tabela 19). Um explicação para isso pode estar relacionada às condições de saturação do material e principalmente a influência da anisotropia das amostras. Nos ensaios de cisalhamento direto, o corpo de prova, apesar de permanecer embebido por 24 horas, não alcança o mesmo grau de saturação de um corpo de prova submetido à saturação por contrapressão. Este fato pode explicar as divergências entre os resultados. Infelizmente não foi possível realizar ensaios triaxiais em amostras naturais por insuficiência de amostras.

Nas análises realizadas no presente trabalho, foram utilizados os resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais, por serem os mais representativos e fornecerem o rol completo de parâmetros para as análises numéricas, e devido ao ensaio triaxial ter sido realizado e monitorado por sensores ligados diretamente a um computador, diminuindo o máximo a ocorrência de erros.

**Tabela 19 – Resultados dos dois ensaios**

Valores de Resistência	CISALHAMENTO DIRETO				TRIAXIAL	
	Solo 1 Natural	Solo 1 Inundado	Solo 2 Natural	Solo 2 Inundado	Solo 1 Saturado	Solo 2 Saturado
Ângulo de Atrito Interno $\phi'$ (°)	37	36	39	39	22	28
$c'$ (kPa)	20	14	16	10	6	2

## 5 ANÁLISE NUMÉRICA

O presente Capítulo reúne os aspectos envolvidos na modelagem numérica, tais como geometria, condições de contorno, metodologia, parâmetros adotados e análise de resultados. Ressalta-se que as análises buscaram compreender os motivos da movimentação do talude, a partir da visualização das deformações e da obtenção de fatores de segurança.

Nas análises, foram utilizados dois programas computacionais conhecidos no meio técnico: o programa Plaxis 2D e o programa Slide. O primeiro programa executa análises pelo método dos elementos finitos, permitindo a compreensão do comportamento tensão-deformação do talude. O programa fornece tensões, deformações, e determina fatores de segurança. O segundo programa determina fatores de segurança pelo método do equilíbrio limite. Estes programas foram descritos no Item 1.7 da presente dissertação.

Como condição inicial nas análises, foi estabelecido o nível d'água do ano de 2011 que se encontrava próximo à superfície devido ao grande volume de chuvas que ocorreram no mês de Janeiro e que deram início à movimentação.

Os piezômetros foram instalados em 2015 quando os movimentos já estavam praticamente controlados e apenas um inclinômetro (I-02) mostrou leituras significativas para o período de 2013 a 2015.

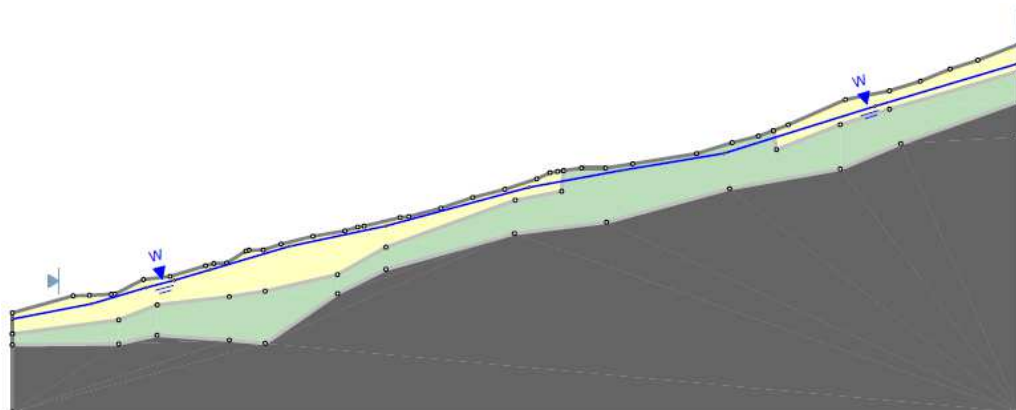
Nas análises foi utilizado primeiramente o programa Slide, para a determinação dos fatores de segurança do talude para cada situação de saturação. Foram verificadas as superfícies críticas para cada uma das seções analisadas, e determinados os fatores de segurança mínimos através dos métodos de Spencer e Jambu Corrected.

Na segunda etapa, realizada com o programa Plaxis, os deslocamentos horizontais previstos numericamente foram confrontados com os fornecidos pelos inclinômetros. Nesta etapa, levou-se em consideração a variação do nível d'água fornecida pelos piezômetros para o período em análise.

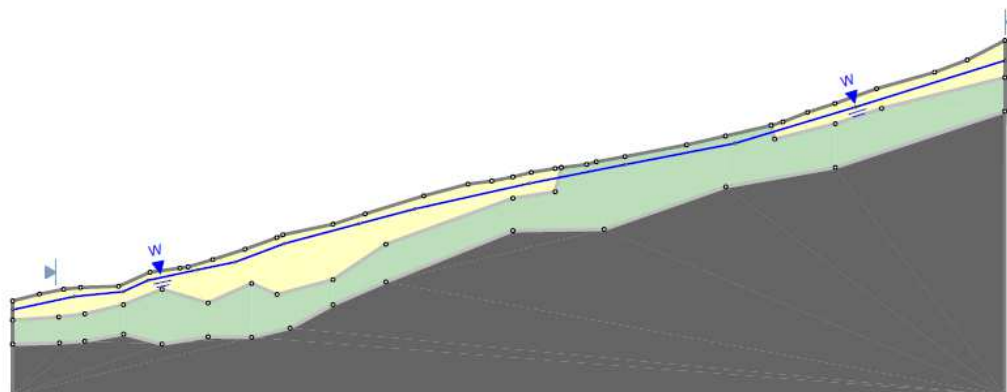
## 5.1 Geometria

As seções adotadas nas análises numéricas foram elaboradas com base no levantamento topográfico e geotécnico fornecido pelas sondagens apresentadas no Capítulo 2.

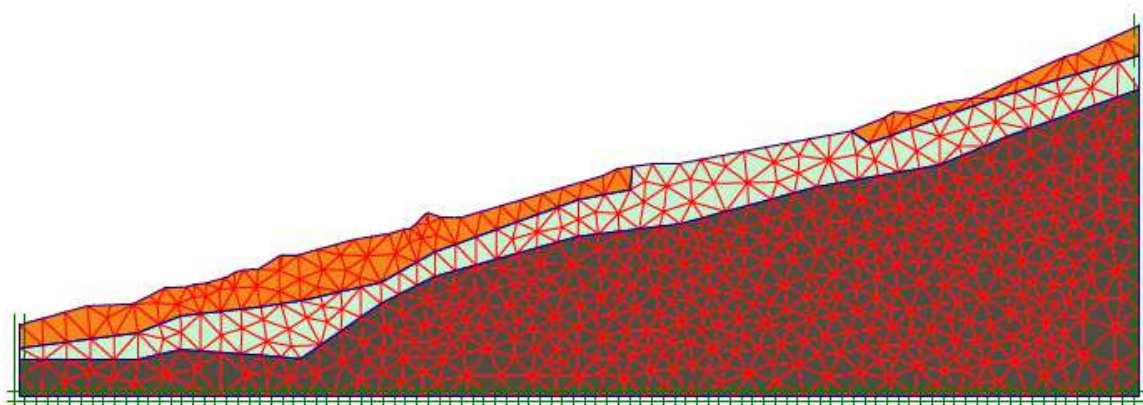
Inicialmente, foram estabelecidas três seções típicas onde se observa a presença de uma camada superficial constituída de um solo argilo arenoso com espessuras entre 3,0 m e 16,0 m, sobrejacente a uma camada composta por um solo arenoso residual de rocha gnaiss contendo muita mica com espessuras de 6,0 m a 20,0 m. Em profundidade, foi detectada a presença de uma rocha gnaiss bastante fraturada. A Figura 95 e a Figura 96 apresentam as geometrias adotadas nas análises com o programa Slide, considerando o perfil antes das movimentações. A Figura 97 e a Figura 98 apresentam as malhas de elementos finitos geradas e refinadas no programa Plaxis após o início das movimentações.



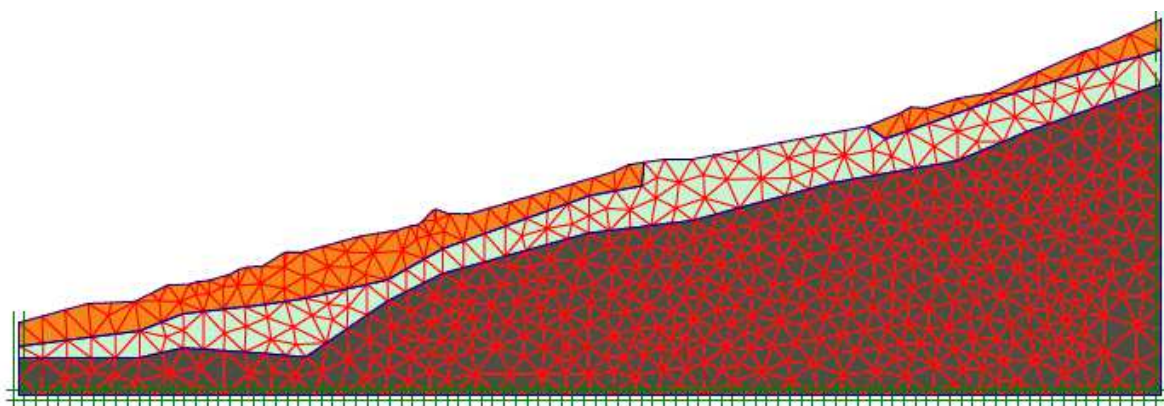
**Figura 95 - Seção E com a topografia anterior a 2010 no programa Slide.**



**Figura 96 - Seção F com a topografia anterior a 2010 no programa Slide.**



**Figura 97 - Seção E com a topografia e malha de elementos finitos após movimentações no programa Plaxis.**

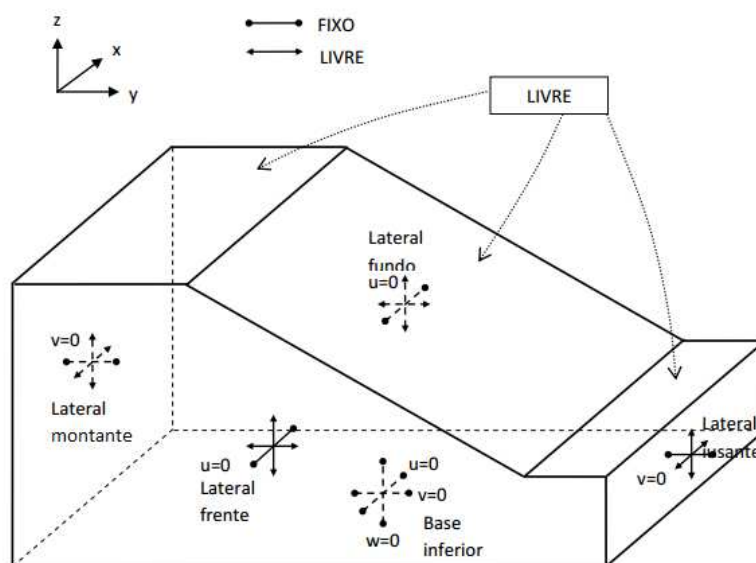


**Figura 98 - Seção F com a topografia e malha de elementos finitos após movimentações no programa Plaxis.**

## 5.2 Condições de Contorno

A Figura 99 representa as condições de contorno de uma encosta qualquer. A lateral fundo e frente possuem restrição de movimentação no eixo x; A lateral jusante e montante possuem restrição de movimentação no eixo y e a base inferior é restrita de se deslocar em todas direções. A superfície é livre por ser o local analisado para ocorrência da ruptura.

Para a modelagem no Plaxis 2D teremos restrições de movimentação na base e na lateral a montante e a jusante.



**Figura 99 - Talude tridimensional com suas condições de fronteira. (VILELA, 2011)**

A modelagem será dividida em 2 fases de alteração de nível d' água, talude saturado e não saturado, para as seções no Programa Plaxis e Slide, a fim de avaliar a situação mais crítica e qual a provável situação gerou a movimentação do talude da rodovia em termos de estabilidade e deslocamentos.

### 5.3 Parâmetros Adotados

Os parâmetros adotados para os solos superficiais (denominados anteriormente como solos 1 e 2) serão definidos com base nos resultados dos ensaios triaxiais, por ter sido uma gama de parâmetros maiores e por ser um ensaio com um maior controle, no nosso caso foi todo informatizado. O cisalhamento direto foi de grande auxílio apesar de não ter sido escolhido, nos permitiu uma comparação de resultados e a avaliação dos mesmos. Para o solo 3, devido à grande profundidade, não foi possível a retirada de amostra para ensaios. Desta forma, todos os parâmetros adotados para este solo foram definidos a partir de proposições da literatura em função do  $N_{SPT}$  (Tabela 20) e valores típicos dos parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) citados na Tabela 21 por Aguilera, (2009).

Os valores de permeabilidade dos solos 1, 2 e 3 também foram determinados a partir de dados da literatura (Tabela 22). Foram adotados valores de

permeabilidade de  $10^{-5}$  cm/s,  $10^{-4}$  cm/s e  $10^{-2}$  cm/s para os solos 1, 2 e 3, respectivamente.

**Tabela 20 - Avaliação dos Parâmetros de Resistência e deformabilidade em Função do SPT (BOWLES, 1997)**

Areias e Solos Arenosos						
Compacidade	N <sub>SPT</sub>	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (tf/m <sup>2</sup> )	$\phi^\circ$	E (t/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Fofa	4	1,8	0	30-35	500-1400	0,3 a 0,4
Medianamente Compacta	10	1,9	0	35-40	1400-4000	
Compacta	30	2	0	40-45	4000-7000	
Muito Compacta	50	>2	0	>45	>7000	
Argilas e Solos Argilosos						
Compacidade	N <sub>SPT</sub>	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi^\circ$	E (t/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Mole	2	1,5	1,2-2,5	0	120-280	0,4 a 0,5
Média	4	1,7	2,5-5,0	0	280-500	
Rija	8	1,9	5,0-15	0	500-1500	
Dura	30	>2	>15	0	>1500	

**Tabela 21 –Parâmetros de Resistência (AGUILERA, 2009)**

Rocha	Coesão	Ângulo de Atrito
Gnaisse	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Basalto	200-600	48-55

**Tabela 22 – Valores Típicos de Permeabilidade (CASAGRANDE e FADUM, 1940)**

	K		Material
	cm/seg	m/dia	
10 <sup>-2</sup>	1 a 100	864 a 86400	Pedregulho limpo
10 <sup>-3</sup>	0,001 a 1	0,86 a 864	Areia limpas, misturas de areia limpas e pedregulho
10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-7</sup> a 10 <sup>-3</sup>	8,64 x 10 <sup>-5</sup> a 0,86	Areias muito finas; siltes; misturas de areia, silte e argila; argilas estratificadas
10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-9</sup> a 10 <sup>-7</sup>	8,64 x 10 <sup>-7</sup> a 8,64 x 10 <sup>-5</sup>	Argilas não alteradas

A Tabela 23 reúne os parâmetros adotados nas análises com os programas Plaxis e Slide, provenientes dos ensaios e de proposições da literatura.

**Tabela 23 – Parâmetros utilizados nos Programas**

	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ ( <sup>o</sup> )	c kPa	$\nu$	k (cm/seg)	E kPa
<b>Solo 1</b>	16,8	13,5	22	6	0,3	10 <sup>-5</sup>	4.10 <sup>3</sup>
<b>Solo 2</b>	16,8	13,5	28	2	0,3	10 <sup>-4</sup>	6.10 <sup>3</sup>
<b>Solo 3</b>	22	20	35	150	0,3	10 <sup>-2</sup>	5.10 <sup>5</sup>

#### 5.4 Retroanálise do escorregamento: Condição inicial (2011)

Para a retroanálise do escorregamento, foram modeladas duas seções (E e F) representativas, com base num levantamento topográfico anterior a 2010. Esses dois perfis serão adotados como perfis originais antes do início da movimentação. O nível d' se encontra próximo a superfície sendo correspondente ao período de 2011.

##### 5.4.1 Análise de estabilidade pelo Slide

Para a determinação dos fatores de segurança, foi realizada uma busca das superfícies críticas ao longo do talude, com o nível d'água próximo à superfície. As Figuras Figura 100 a Figura 103 ilustram os resultados obtidos.

Foram detectadas duas áreas críticas para as seções E e F, indicando a ocorrência de duas movimentações: uma no topo do talude próximo ao maciço rochoso e outra com uma elevada extensão do meio da seção até a rodovia. Esse resultado é bem próximo do que realmente ocorreu, pela foto do GOOGLE, Figura 50, que mostra uma movimentação no topo e o levantamento da pista como uma segunda movimentação, caracterizando assim duas movimentações ao longo no talude.

As superfícies prováveis de rupturas são não circulares e os métodos utilizados pelo programa foram o método do Spencer e Janbu Corrected recomendados pelo programa para superfícies não circulares.



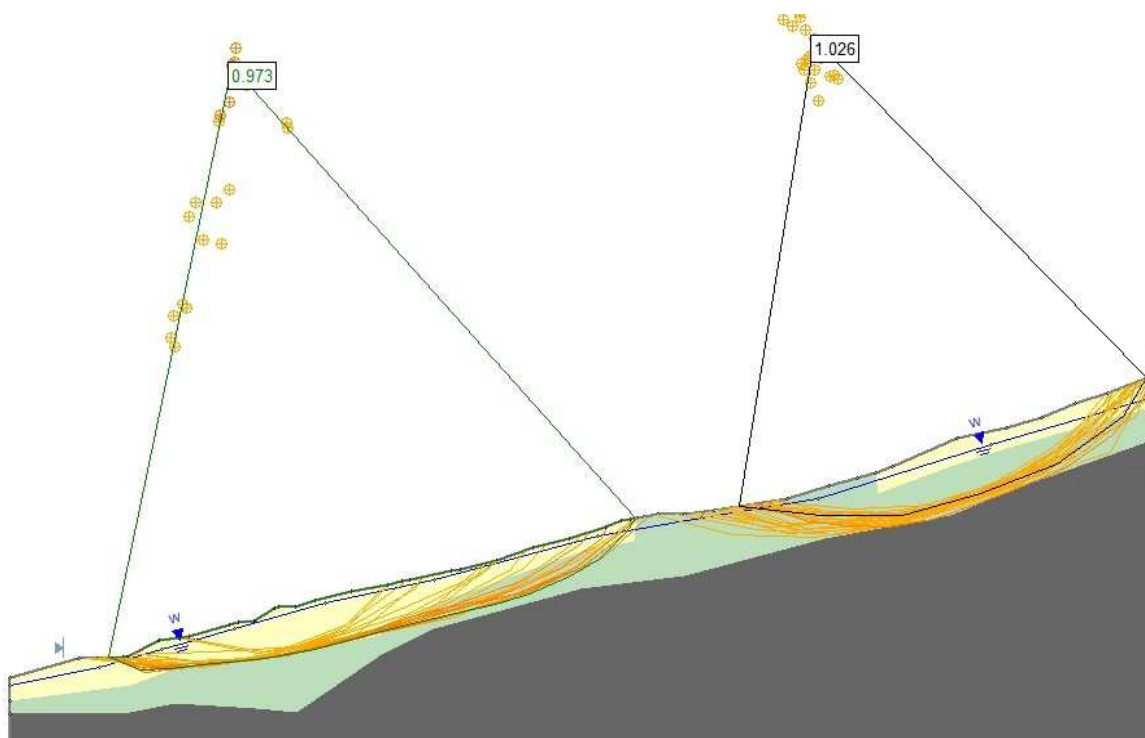


Figura 100 – Seção E – Topografia original – Nível d' água (2011) – Método Janbu Corrected -Slide

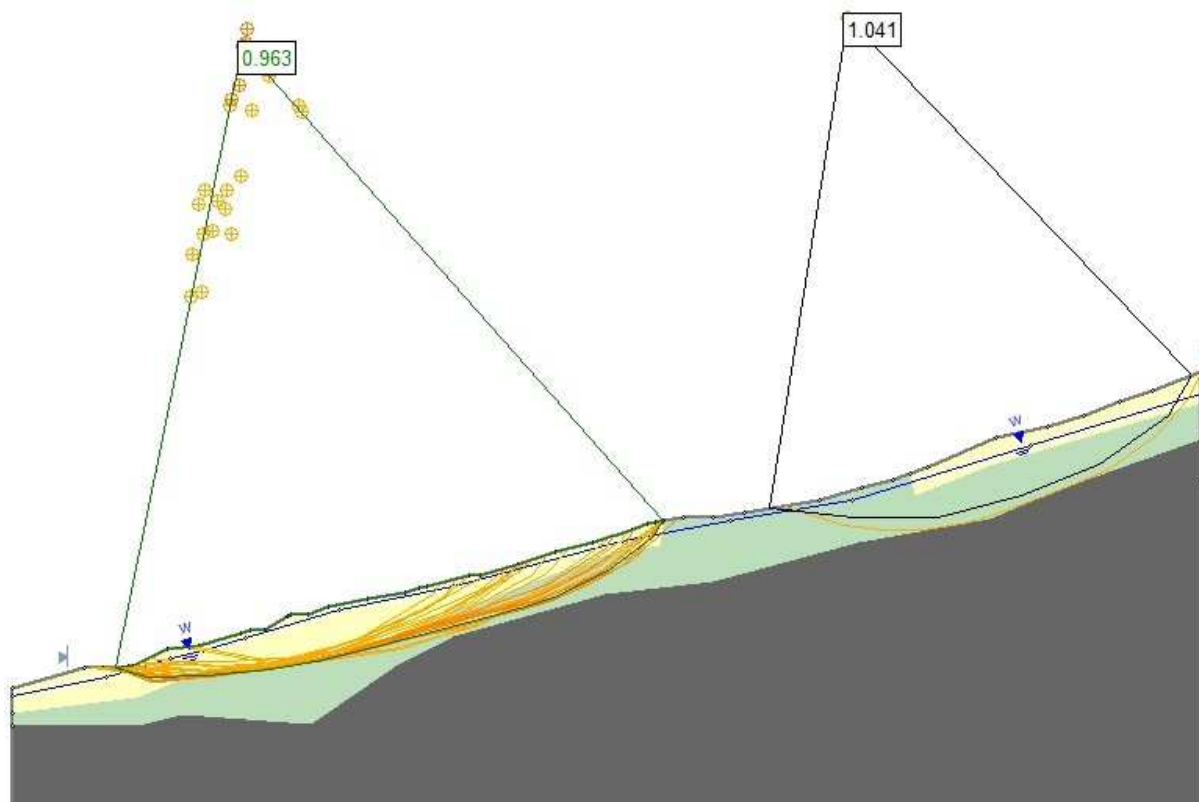
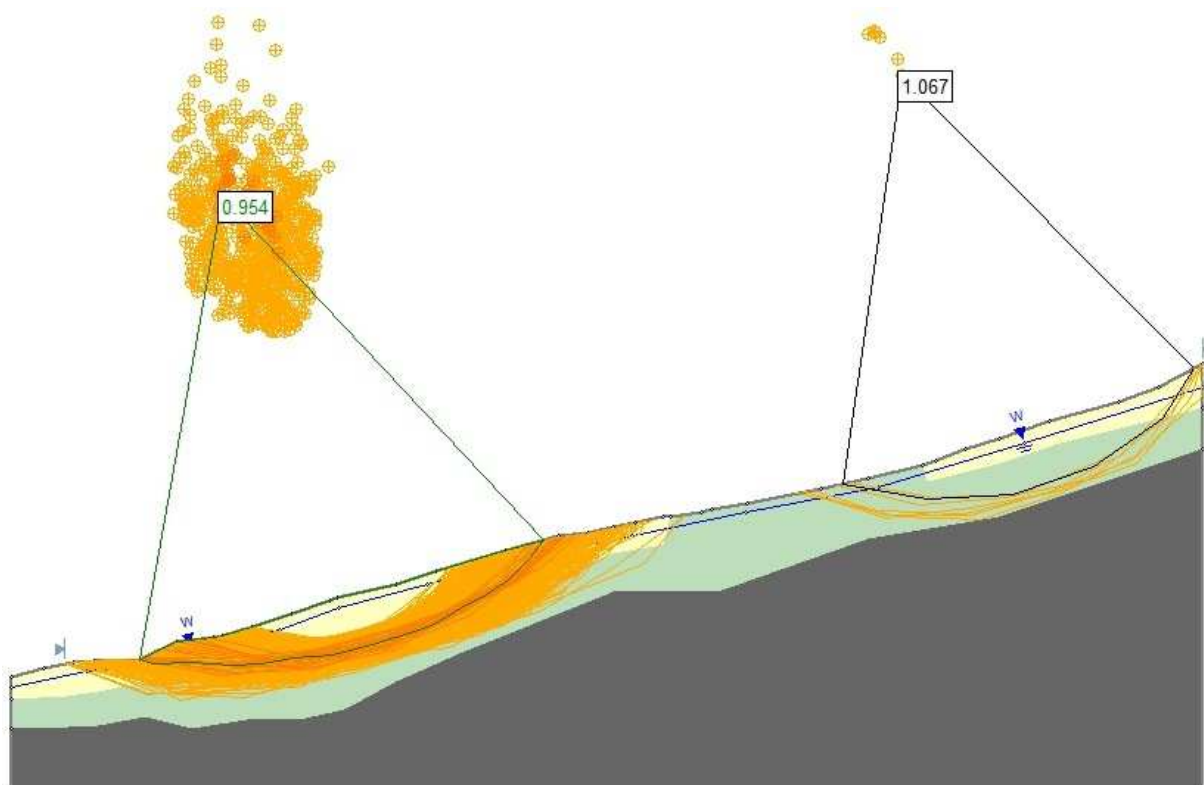
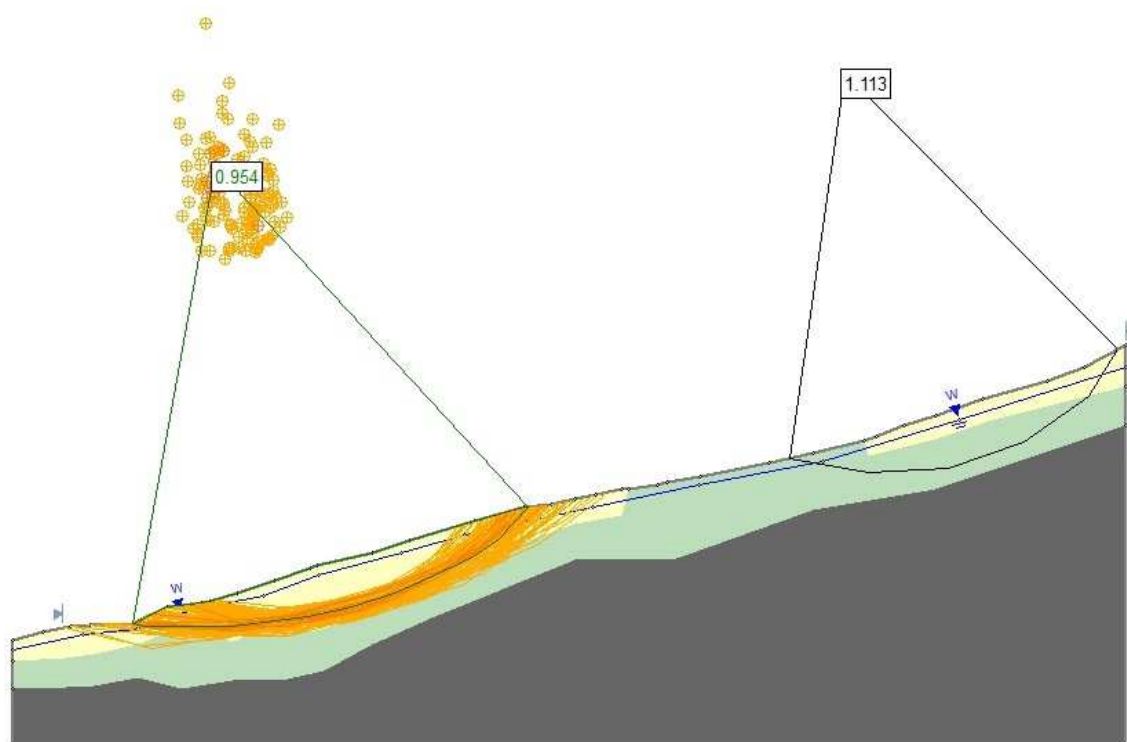


Figura 101 - Seção E – Topografia original – Nível d' água (2011) – Método Spencer - Slide



**Figura 102 - Seção F – Topografia original –Nível d' água (2011) – Método Janbu Corrected -Slide**



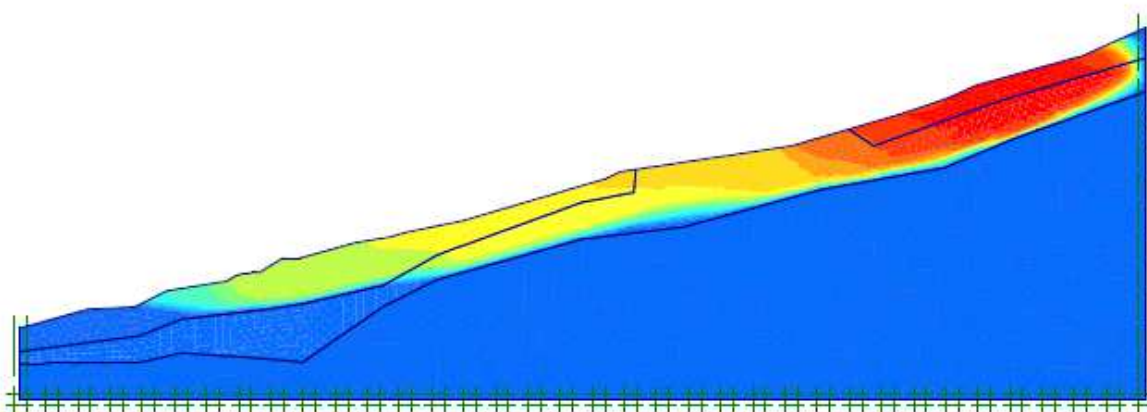
**Figura 103 - Seção F – Topografia original – Nível d' água (2011) – Método Spencer – Slide**

Ressalta-se que nas quatro análises foram obtidos fatores de segurança próximos a 1. Na zona próxima à pista, as superfícies críticas ocorrem entre a zona de contato do solo 1 e do solo 2. No topo, a ruptura ocorre no material 2, caracterizando assim duas zonas de ruptura.

#### 5.4.2 Análise de estabilidade pelo Plaxis

O programa Plaxis, de elementos finitos, permite a previsão dos deslocamentos ao longo do talude, e a determinação de fatores de segurança.

Os resultados obtidos pelo Plaxis para a condição de 2011 estão apresentados na Figura 104 a Figura 107. Observa-se que o programa fornece uma região extensa de deslocamentos (do topo do talude até a pista), com duas zonas com superfícies de ruptura com fatores de segurança inferiores a 1,0. Estes resultados são compatíveis com os fornecidos pelo Slide, que indicam que o deslizamento inicia no topo do talude, mas também ocorre junto à pista, indicando duas áreas de elevado risco de ruptura.



**Figura 104 – Seção E - Topografia original – Nível d' água (2011) – Plaxis - FS=1,0**

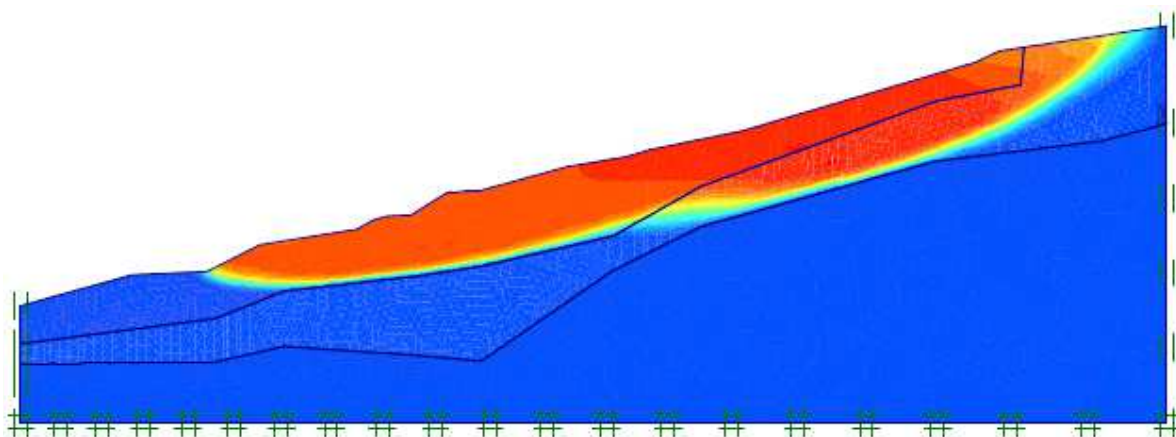


Figura 105 - Seção E (reduzida) - Topografia original – Nível d' água (2011) – Plaxis - FS=1,0

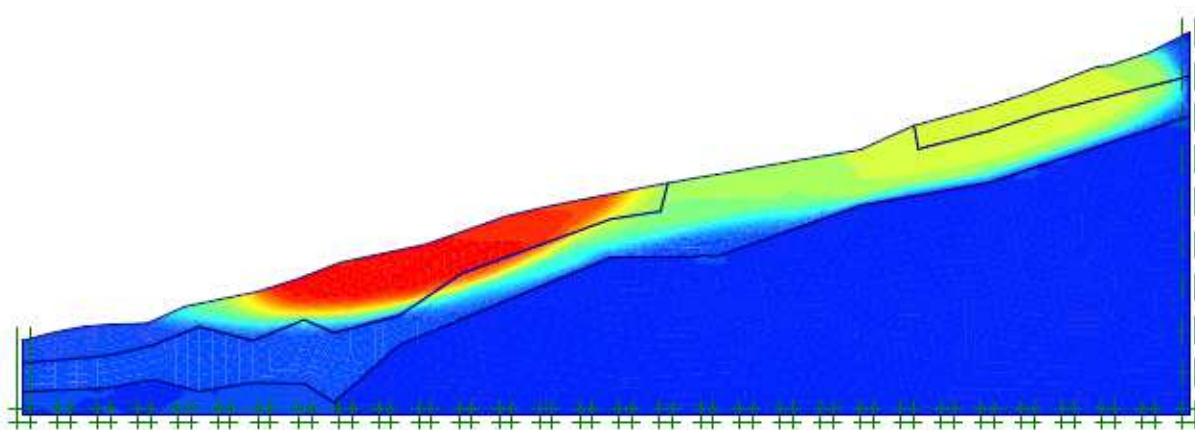


Figura 106 - Seção F - Topografia original – Nível d' água (2011) – Plaxis - FS=1,0

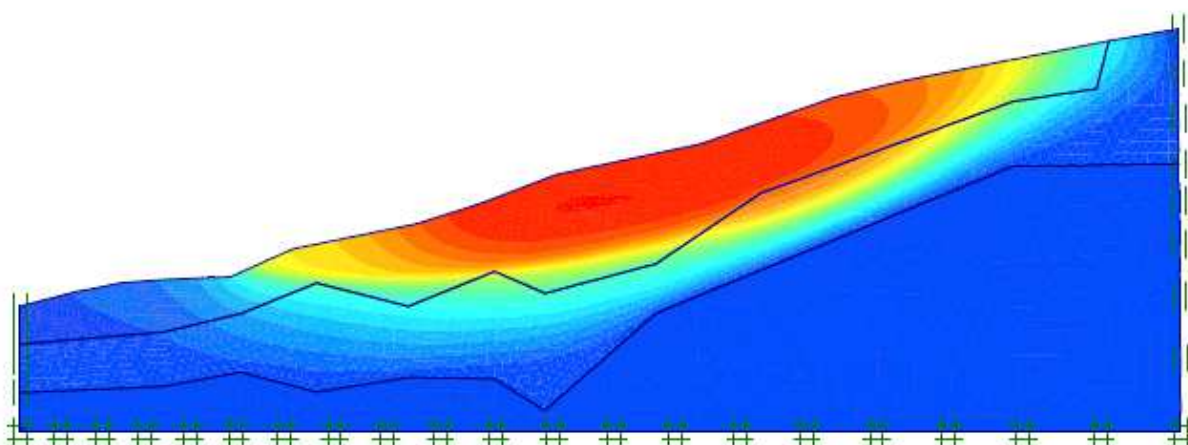


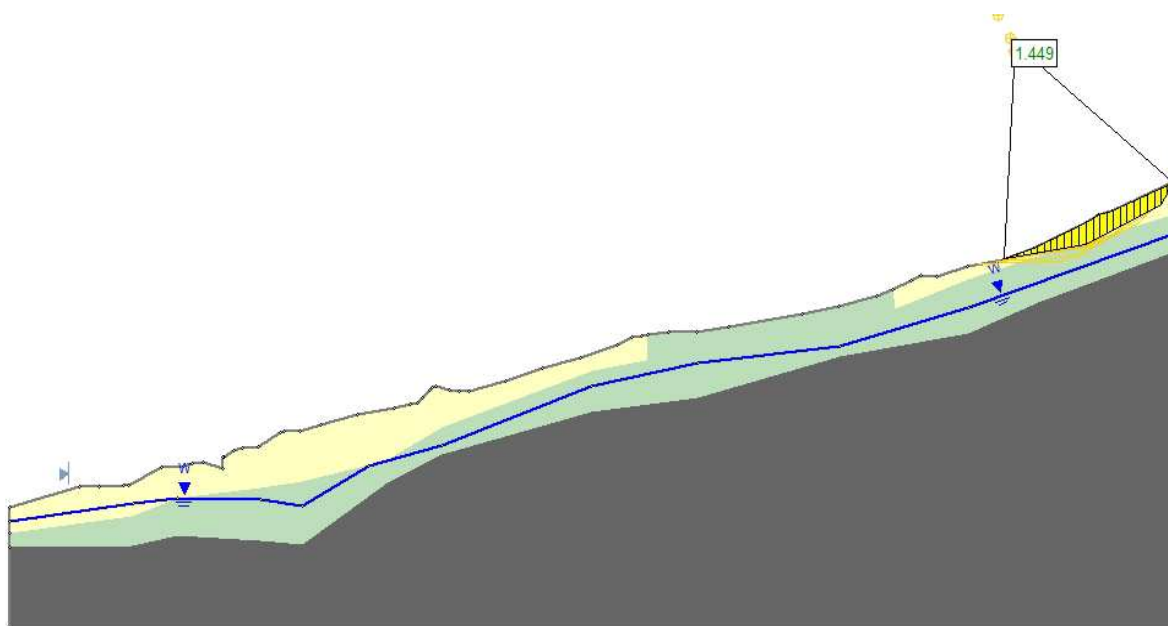
Figura 107 - Seção F (reduzida) - Topografia original – Nível d' água (2011) – Plaxis - FS=1,0

## 5.5 Previsão dos fatores de segurança para condição atual

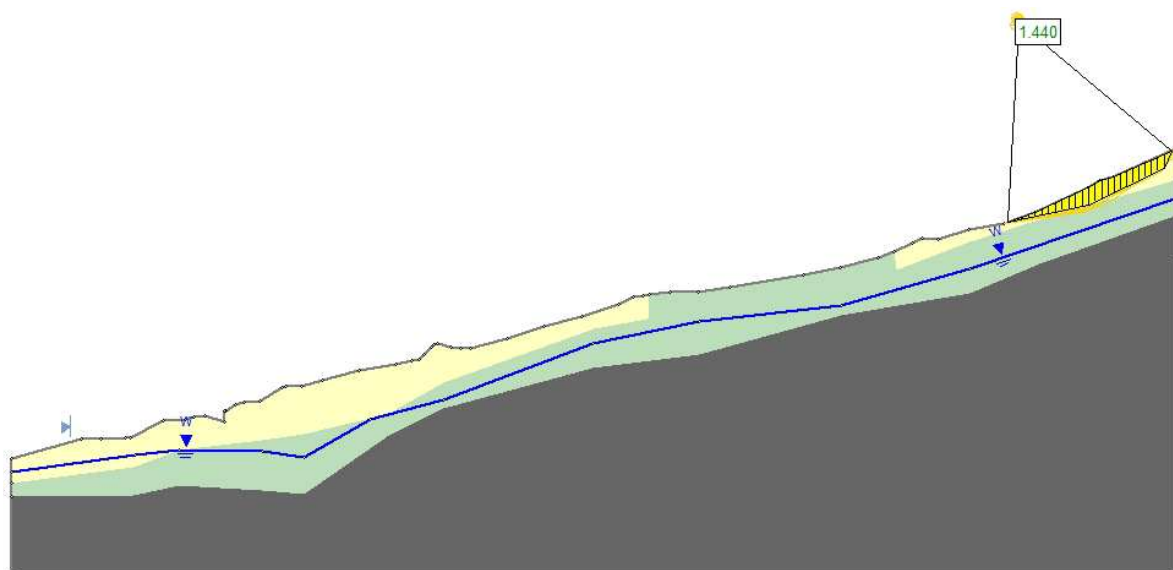
Neste item, são verificadas as condições de estabilidade para a condição atual, com base no perfil levantado em 2014 após as movimentações e com um nível d'água em uma cota inferior em relação a 2011, e para as condições de NA de 2011, a fim de avaliar a influência do nível d'água na instabilidade da região.

### 5.5.1 Análise de estabilidade na condição atual pelo Slide

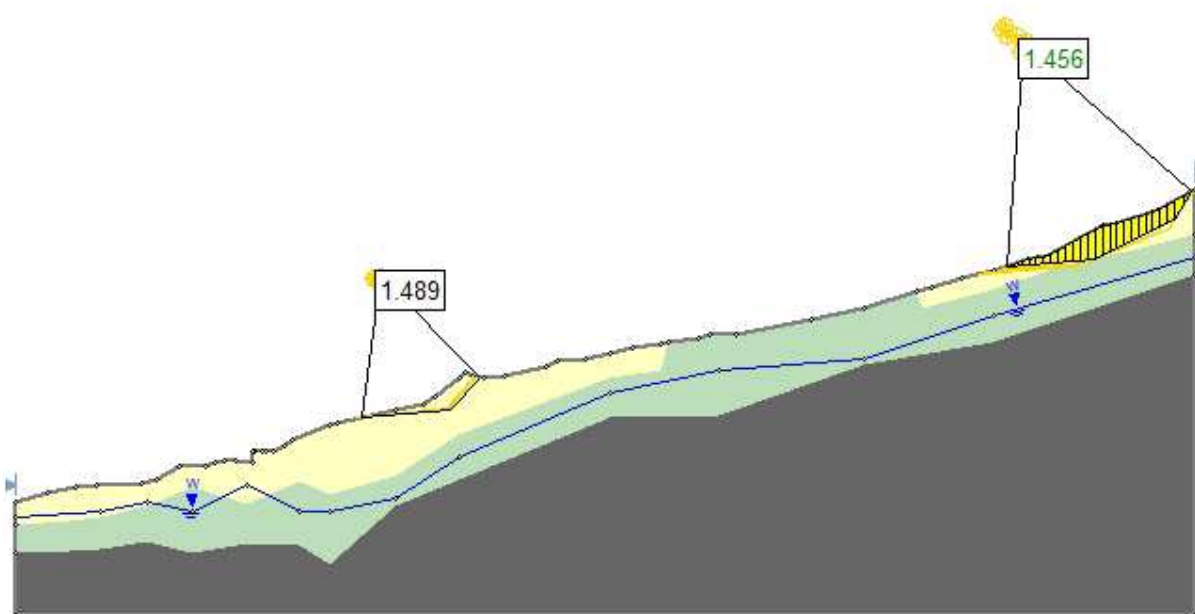
Para as condições de 2014, observa-se nas seções E e F fatores de segurança da ordem de 1,45 no topo do talude, para os métodos de Janbu Corrected e Spencer, no programa Slide ( Figura 108 a Figura 111 ). Nas condições de topografia e nível d'água atuais, não se observam problemas de instabilidade.



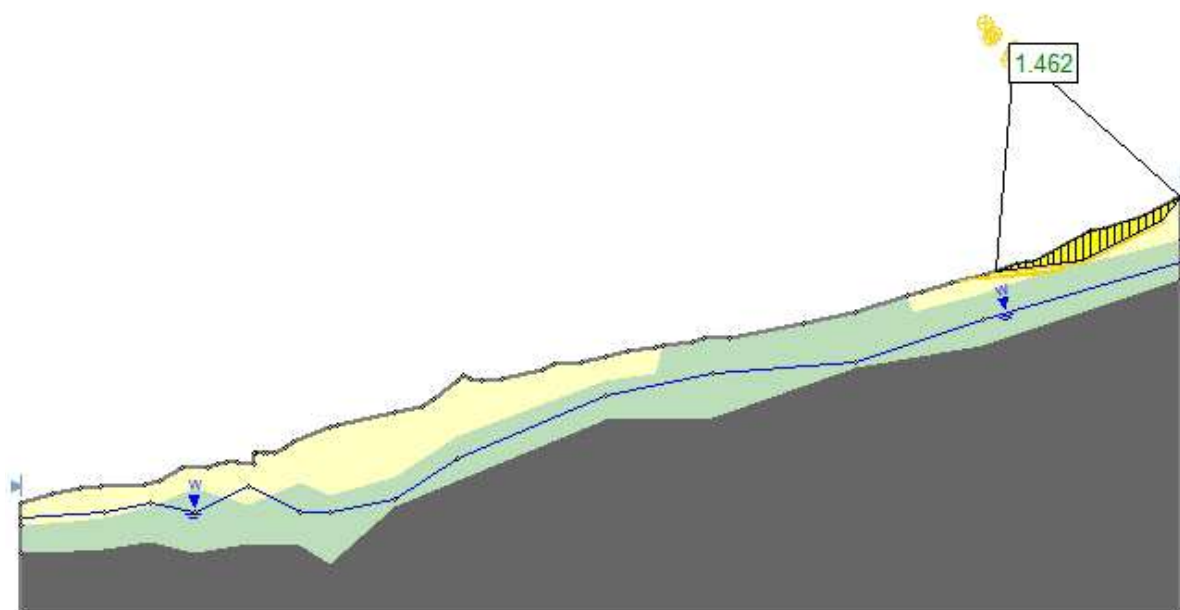
**Figura 108 - Seção E – Topografia e Nível d' água (2014) –Método Janbu Corrected - Slide**



**Figura 109 - Seção E – Topografia e Nível d' água (2014) – Método Spencer -Slide**



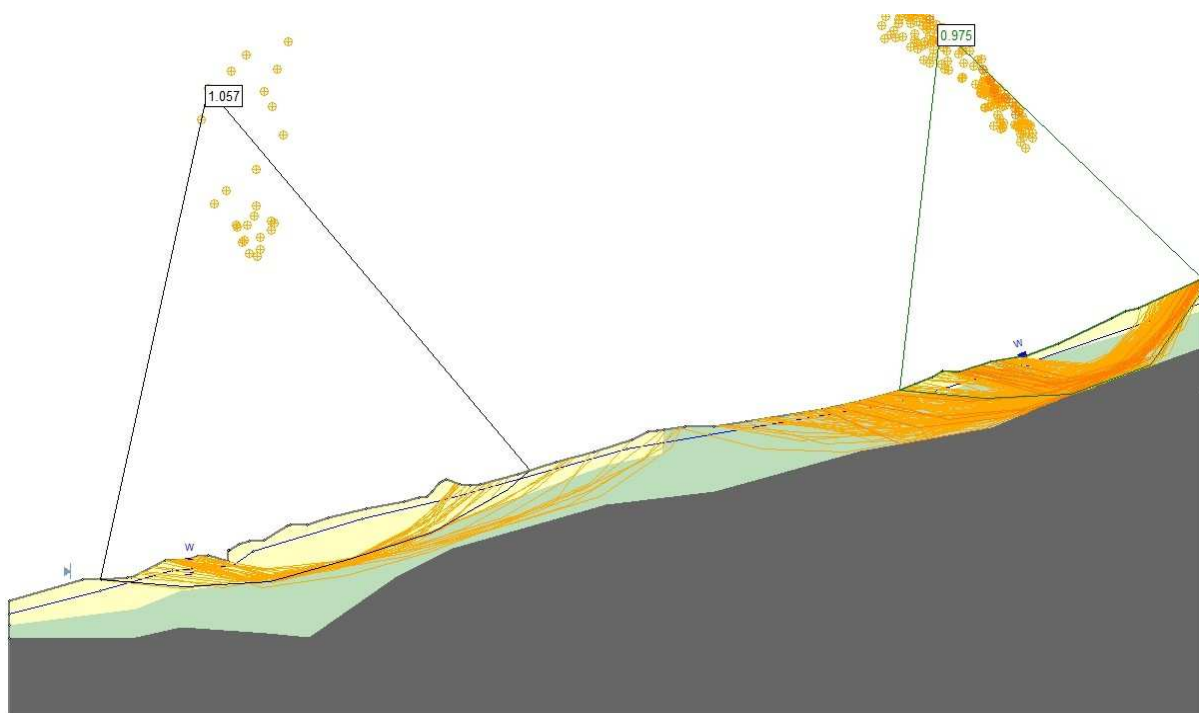
**Figura 110 - Seção F – Topografia e Nível d' água (2014) – Método Janbu Corrected - Slide**



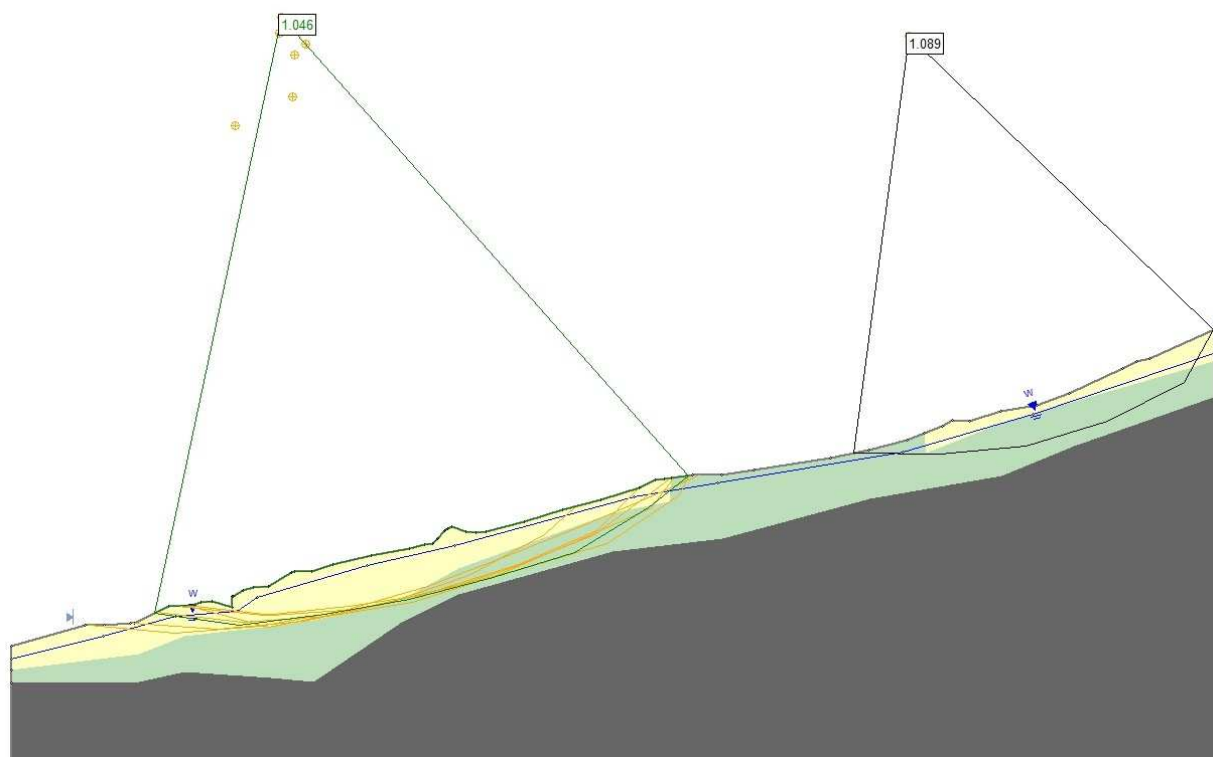
**Figura 111 - Seção F – Topografia e Nível d' água (2014) – Método Spencer –Slide**

#### 5.5.2 Análise de estabilidade na situação crítica pelo Slide

Nesta análise, foi adotado o perfil de 2014, mas considerado um nível d'água elevado, similar ao que ocorreu em 2011. Novamente, os resultados indicam a presença de duas superfícies de ruptura com fatores de segurança próximos a 1,0 para a seção E em ambos os métodos (Janbu-Corrected e Spencer), como mostra a Figura 112 e Figura 113. Para a seção F, os resultados indicam a presença de uma superfície de ruptura do meio da seção até a rodovia ( Figura 114 e Figura 115 ).

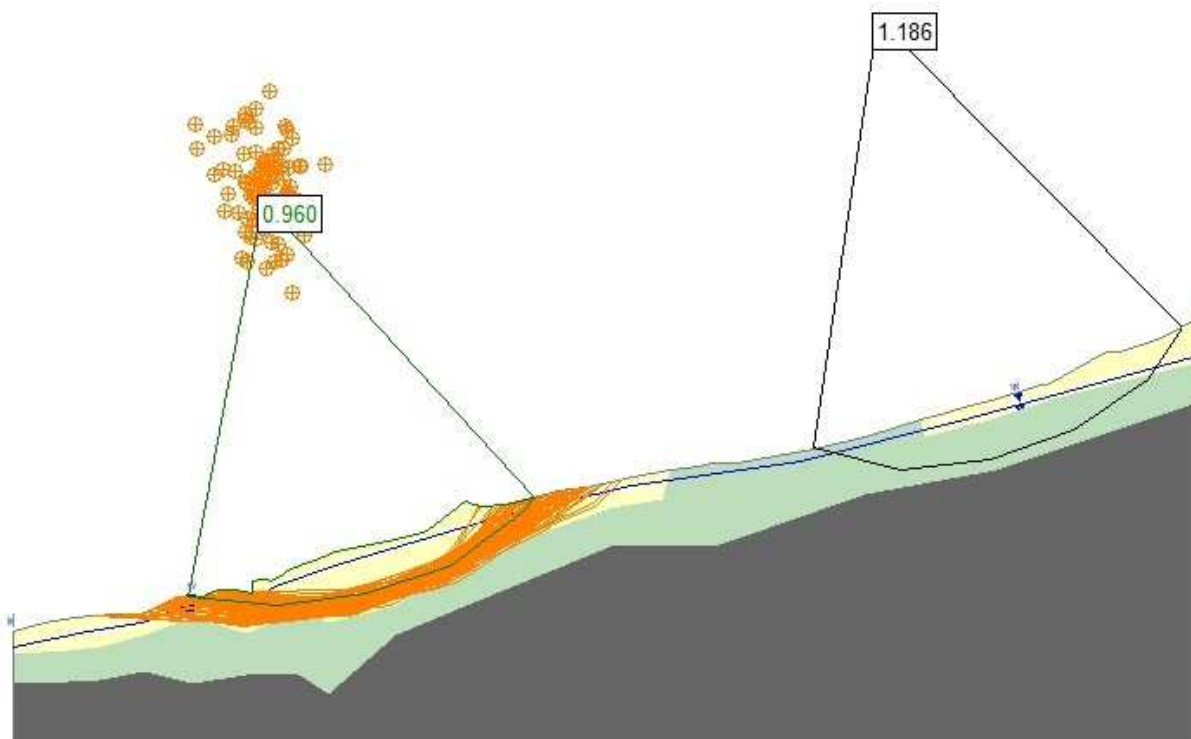


**Figura 112 - Seção E – Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Método Janbu Corrected -Slide**

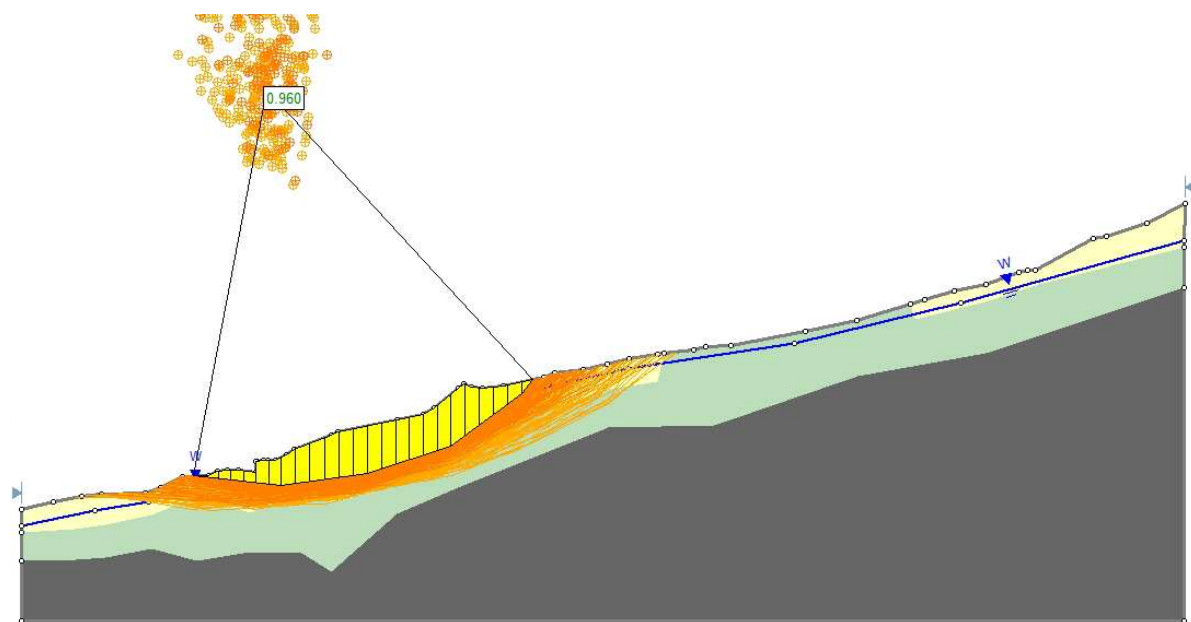


**Figura 113 - Seção E – Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Método Spencer - Slide**





**Figura 114 - Seção F – Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Método Janbu Corrected –Slide**



**Figura 115 - Seção F – Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Método Spencer - Slide**

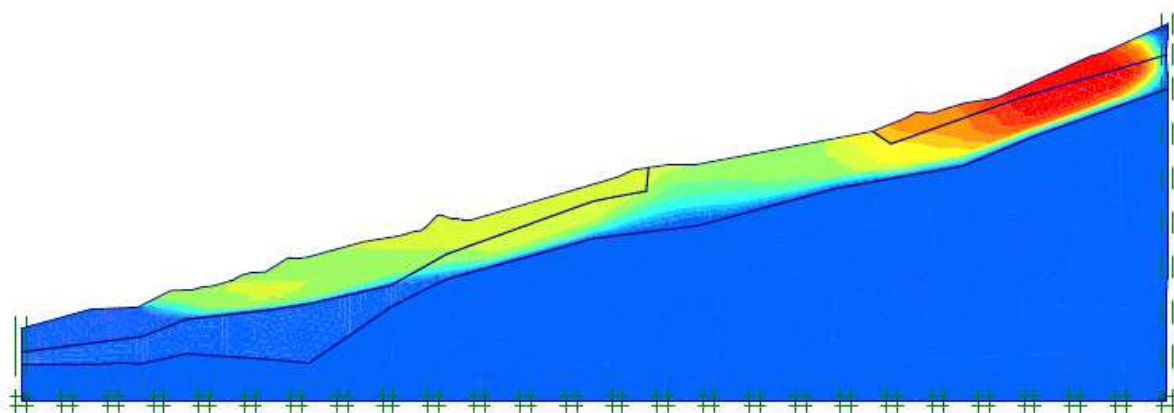
### 5.5.1 Análise de estabilidade na situação crítica pelo Plaxis

Da mesma forma modelada anteriormente no programa Slide foi realizado no programa Plaxis, sendo adotado o perfil de 2014, e considerado um nível d'água elevado, similar ao que ocorreu em 2011.

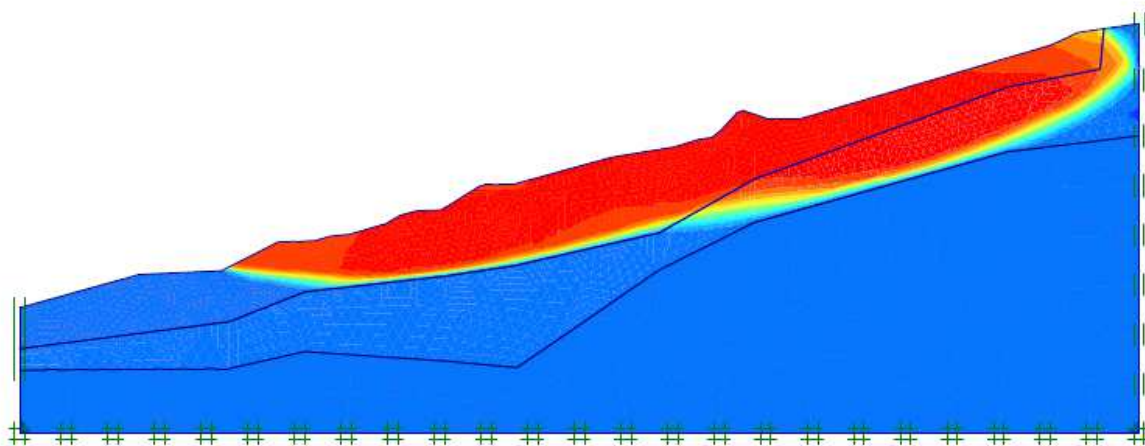
Os resultados da modelagem para a Seção E completa (Figura 116), indicam a presença de duas superfícies de ruptura com fatores de segurança próximos a 1,0. Para uma pesquisa mais detalhada da superfície de ruptura próxima da rodovia, foi modelada uma seção reduzida (Figura 117), onde indicou um FS=1,0, os resultados ficaram próximos ao encontrado pelo programa Slide.

Para a Seção F foi encontrado apenas uma superfície ruptura próximo a pista com fator de segurança próximo de 1,0, Figura 118.

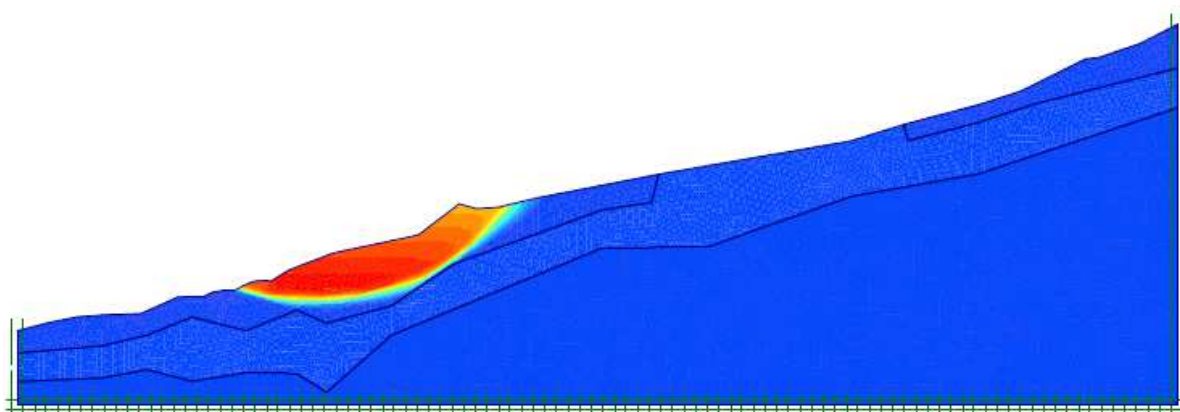
Indicando assim que apesar da mudança da geometria do talude devido as movimentações ocorridas a ocorrência de um novo período de chuvas e por consequência o aumento do nível d' água, o talude continuará se movimentando.



**Figura 116 – Seção E - Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Completa – Plaxis – FS=1,0**



**Figura 117 - Seção E - Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Reduzida – Plaxis-FS=1,0**



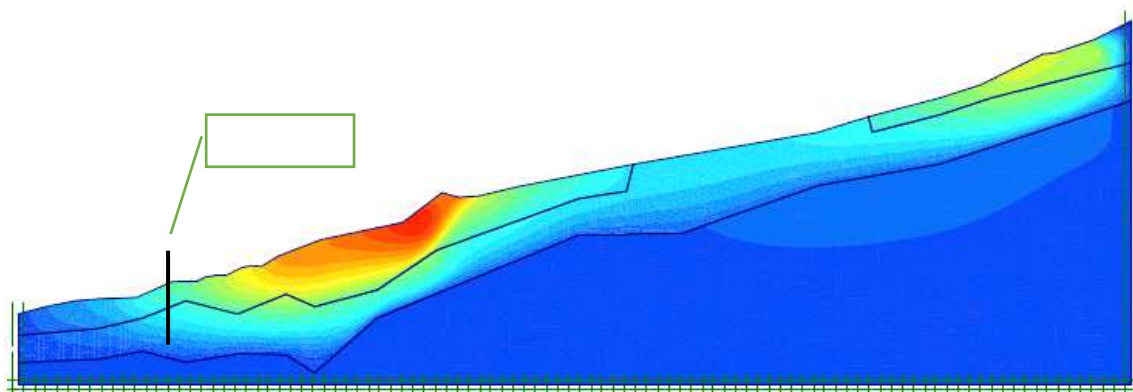
**Figura 118 - Seção F - Topografia (2014) e Nível d' água (2011) – Completa – Plaxis – FS=1,0**

## 5.6 Análise dos deslocamentos: Programa Plaxis

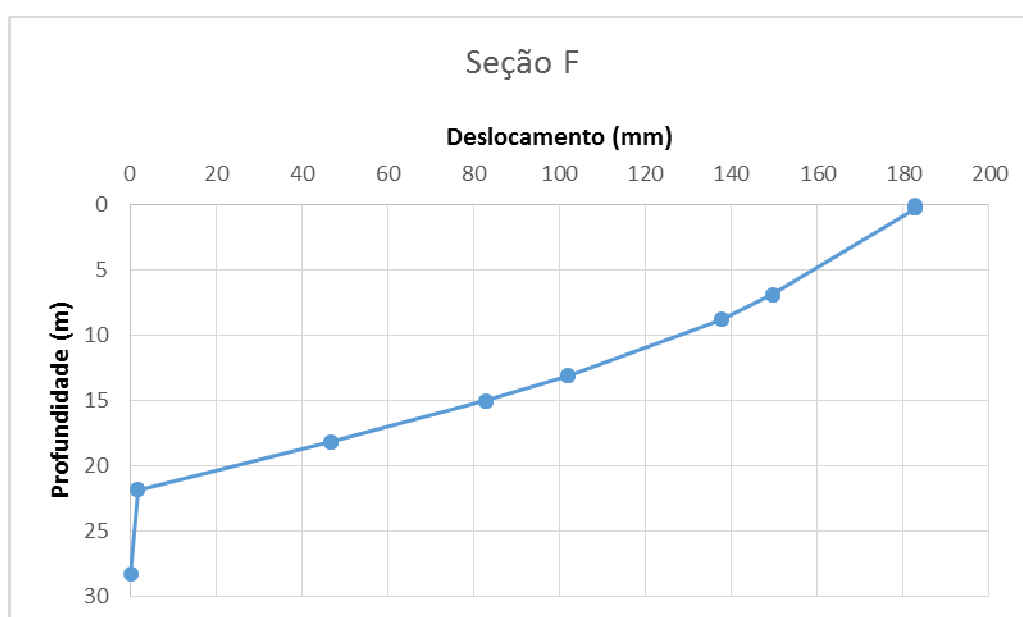
De forma a compreender o impacto do nível d'água na movimentação do talude, foram realizadas simulações numéricas para duas seções no Plaxis, utilizando o perfil de 2014 e variando o nível d'água de acordo com as informações de 2013 e 2015. Os deslocamentos horizontais previstos numericamente foram confrontados com os fornecidos pelos inclinômetros nestas datas.

Como citado anteriormente apenas o inclinômetro I-2 forneceu leituras consideráveis e os piezômetros foram instalados muito recentemente e em poucos pontos do terreno, apresentando assim poucas leituras, assim não foi possível estabelecer uma relação muito precisa entre os deslocamentos dos inclinômetros *versus* variação do nível d' água.

Os resultados da modelagem indicam deslocamentos máximos de 182 (Seção F) a 161mm (Seção E) próximos à rodovia, Figura 120 e Figura 122, respectivamente, enquanto os inclinômetros fornecem deslocamentos acumulados para o mesmo período de aproximadamente 115 mm, Figura 123. E os deslocamentos na modelagem vão a profundidades muito maiores do que os inclinômetros acusam, como pode ser visto na Figura 124 que mostra um comparativos dos deslocamentos do inclinômetro e os obtidos pelo Plaxis.



**Figura 119 – Perfil de deslocamentos da seção F**



**Figura 120 – Deslocamentos encontrados seção F**

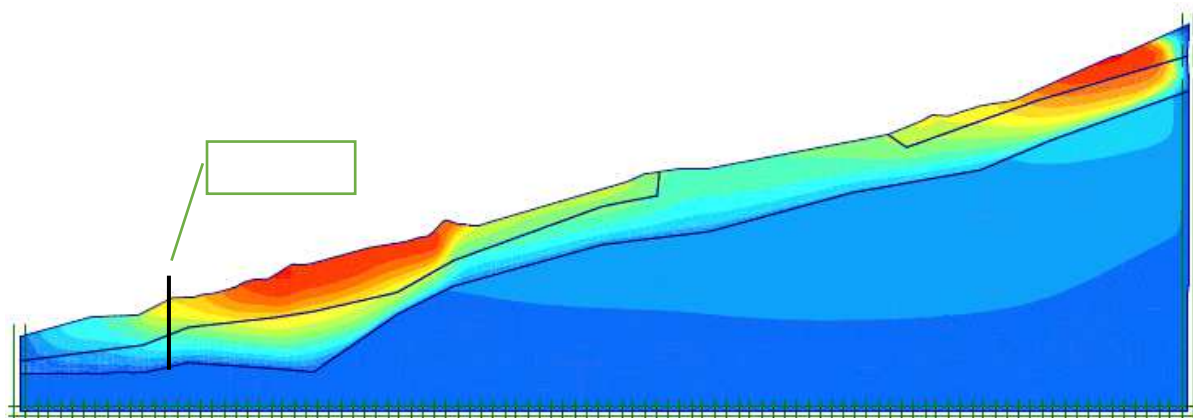


Figura 121 - Perfil de deslocamentos da seção E

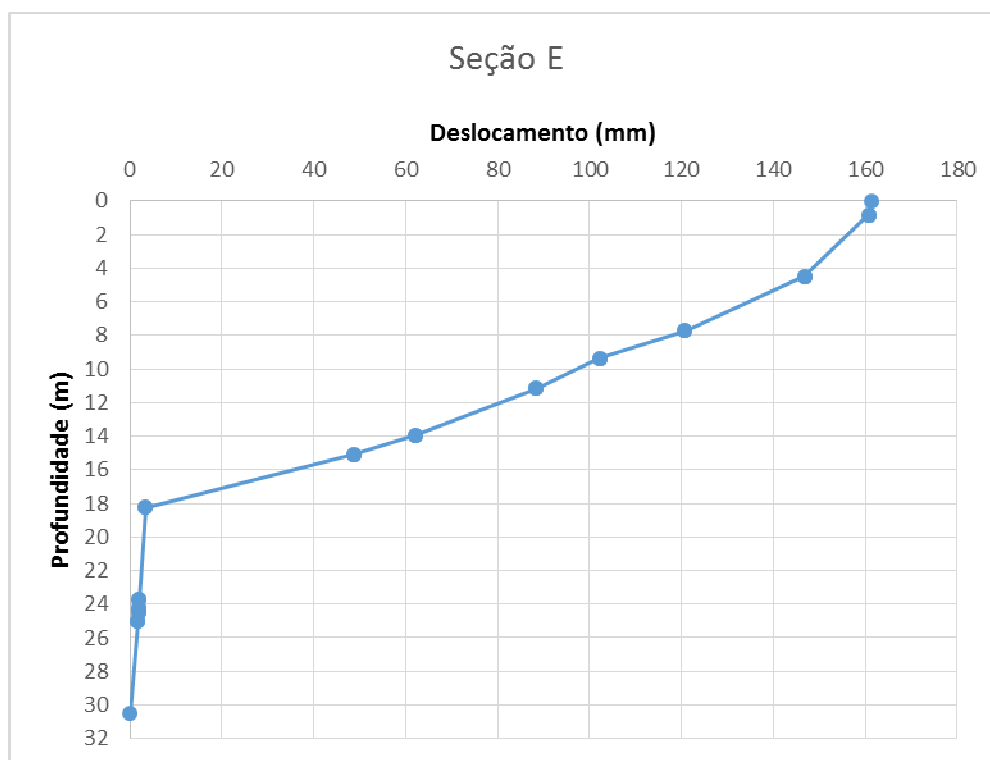
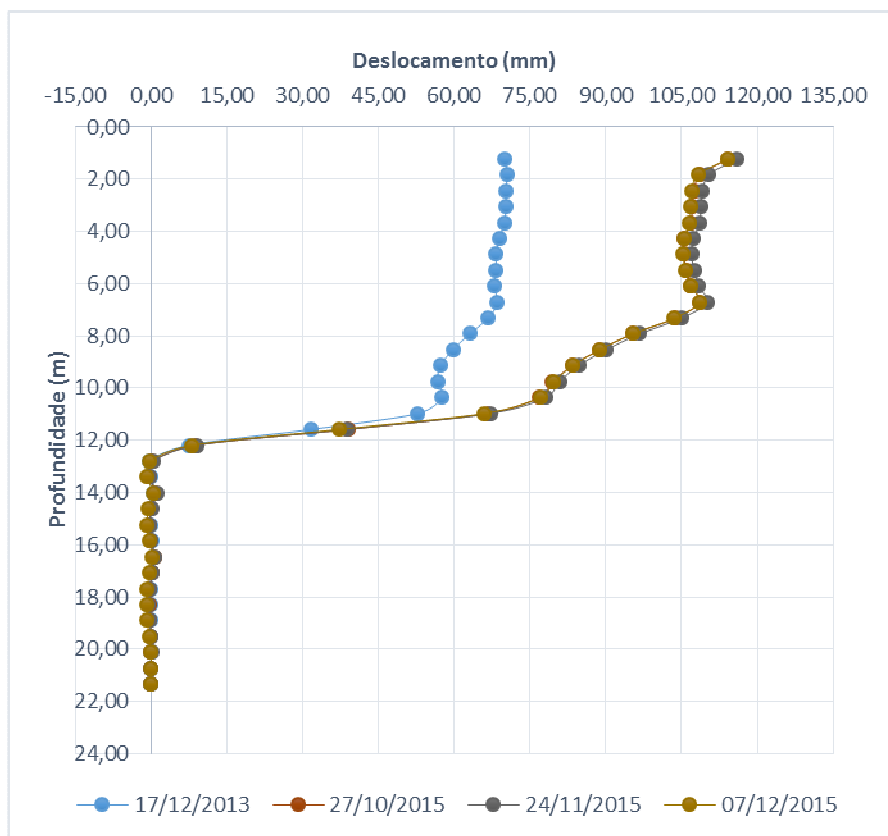
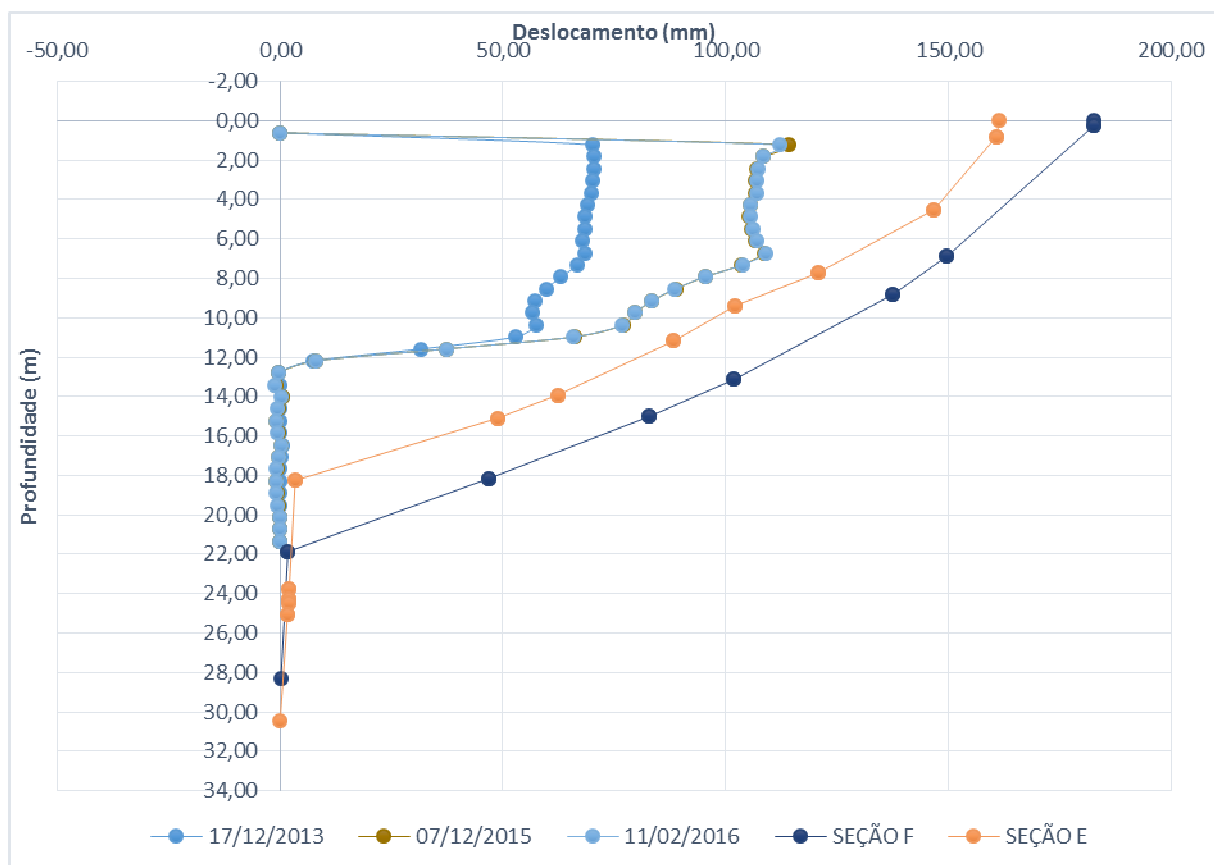


Figura 122 - Deslocamentos encontrados seção E



**Figura 123 – Deslocamentos do inclinômetro I-02**



### Figura 124 – Comparativo dos deslocamentos Plaxis x Inclinômetro

#### 5.6.1 Análise dos deslocamentos com o aumento do módulo de elasticidade

Como foi observado anteriormente a modelagem considerando o solo 2 homogêneo resultou em deslocamentos maiores e em profundidade maiores, em relação aos resultados dos inclinômetros. Objetivando avaliar a influência do aumento de rigidez do solo 2 com a profundidade, identificada pelos valores de  $N_{SPT}$  fornecidos pelas sondagens, foi realizada uma nova modelagem.

Tendo em vista os valores de  $N_{SPT}$  crescentes com a profundidade do solo 2, optou-se por executar a análise subdividindo o solo 2 em 3 camadas, para a Seção E (Figura 125) e Seção F (Figura 126), com diferentes módulos de elasticidades, a primeira subcamada terá os mesmo módulo modelados na modelagem anterior, obtido pelo ensaio triaxial, para as duas camadas seguintes, subcamada 2 e subcamada 3, o módulo de elasticidade será em função de correlação do  $N_{SPT}$ , da Tabela 24, por se tratar de um silte arenoso, o  $N_{SPT}$  médio será multiplicado por 3,0 e os módulos adotados para modelagem para a seção E e F serão apresentados na Tabela 25 e Tabela 26 respectivamente.

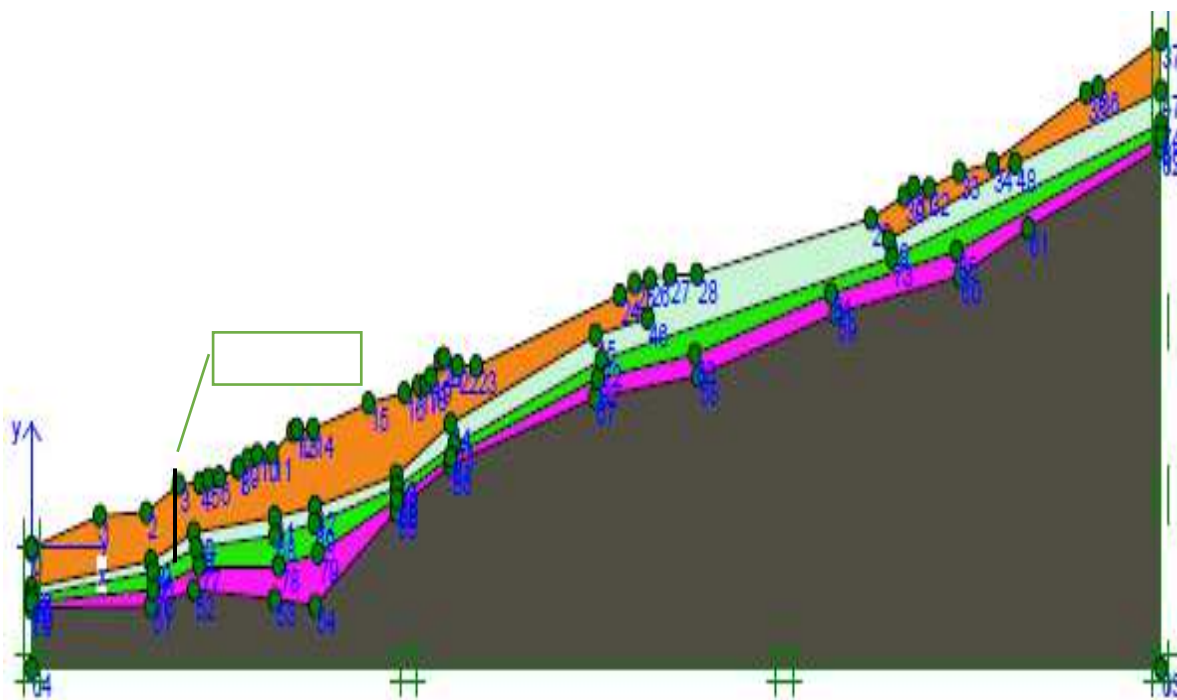


Figura 125 – Seção E com o solo 2 dividido em 3 camadas

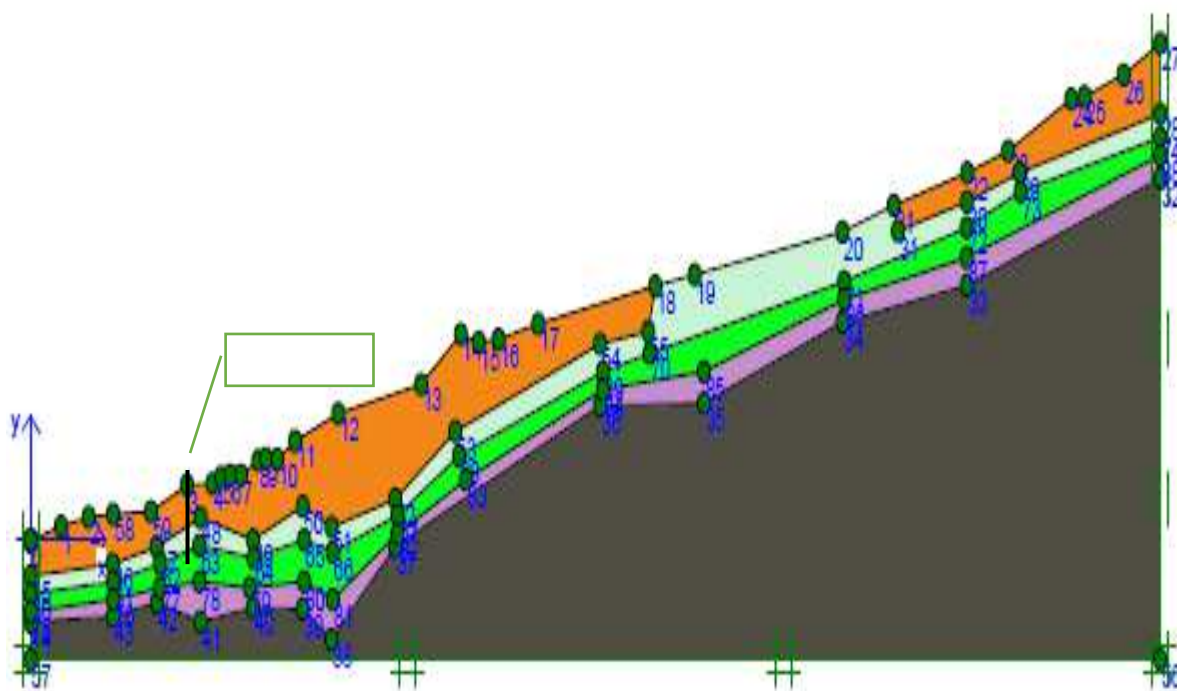


Figura 126 – Seção F com o solo 2 dividido em 3 camadas

Tabela 24 – Correlação Módulo de Elasticidade x  $N_{SPT}$  (DÉCOURT, 1996)

Correlações Módulo de Elasticidade x $N_{SPT}$	
Areias	$E = 3,5 N_{SPT}$ (MN/m <sup>2</sup> )
Argilas	$E = 2,5 N_{SPT}$ (MN/m <sup>2</sup> )

Tabela 25 – Módulos de Deformabilidade adotados para as subcamadas da seção E

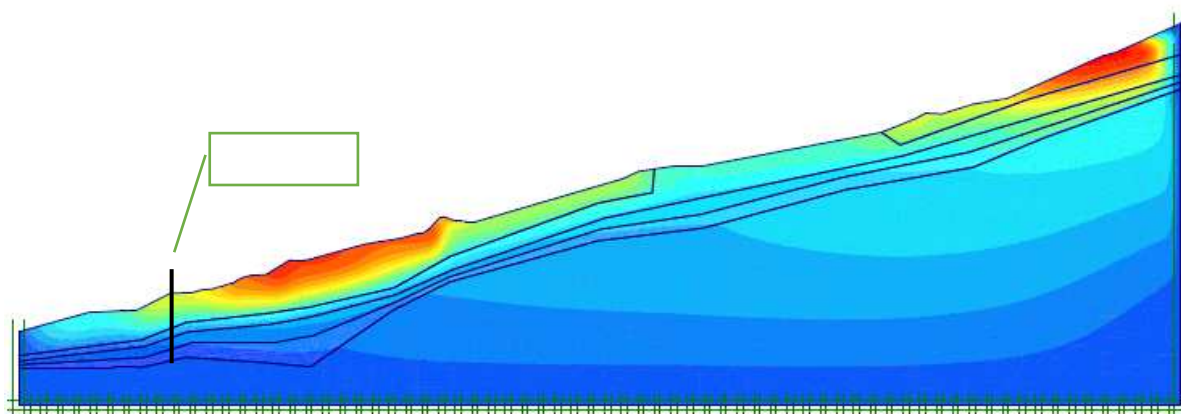
Subcamada	Nspt Médio	E (MN/m <sup>2</sup> )
2	16	48
3	27	81

Tabela 26 – Módulos de Deformabilidade adotados para as subcamadas da seção F

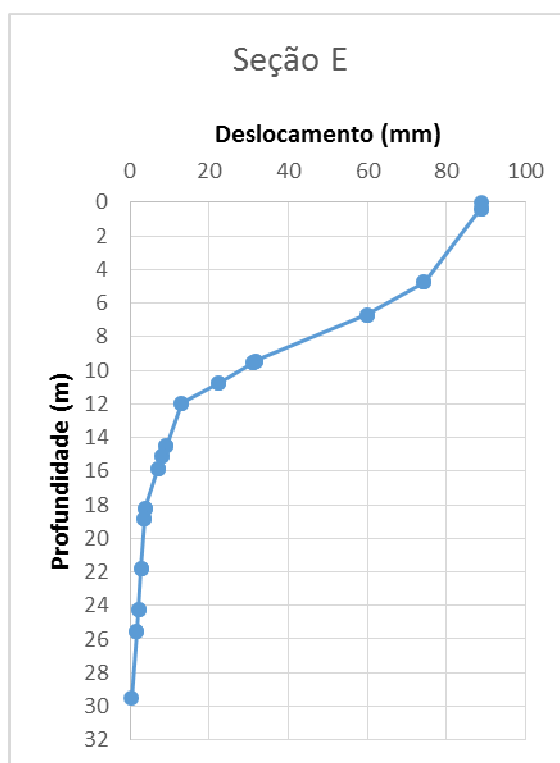
Subcamada	Nspt Médio	E (MN/m <sup>2</sup> )
2	14	42
3	26	78



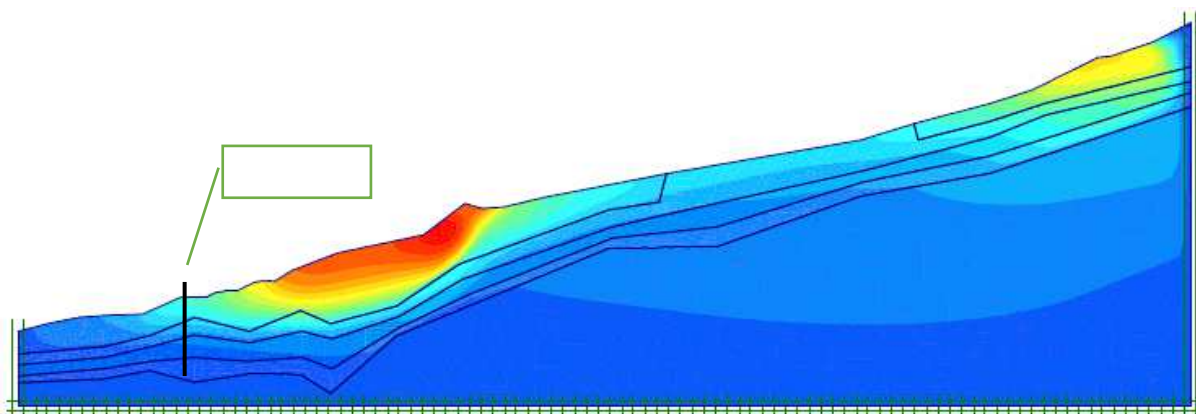
Os resultados obtidos a partir da nova modelagem estão apresentados na Figura 128 e Figura 130 respectivamente. Observam-se menores deslocamentos máximos comparados com os deslocamentos obtidos na modelagem que adotou o solo 2 como homogêneo e uma considerável redução dos deslocamentos com a profundidade. Para a seção E, foi obtido um deslocamento máximo de 86 mm e para a seção F um deslocamento máximo de 104 mm.



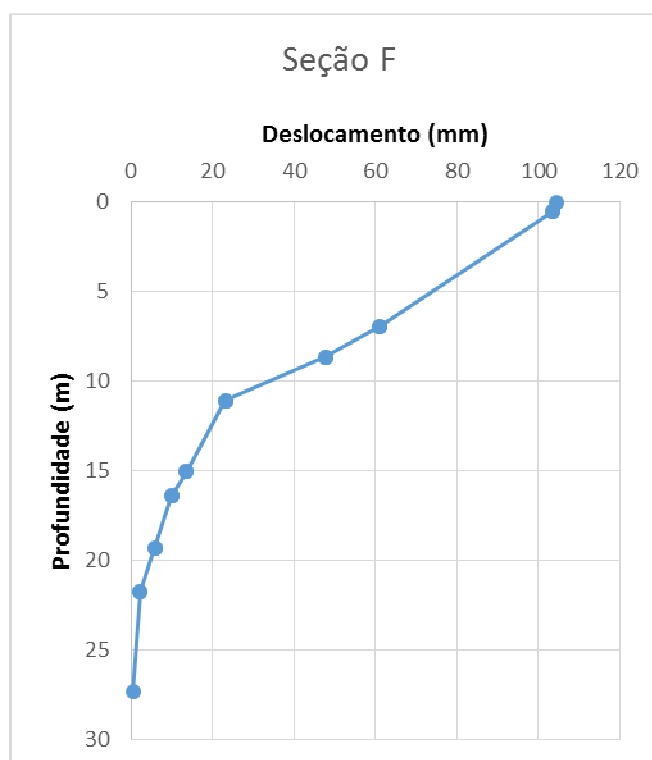
**Figura 127 – Deslocamentos Seção E – Plaxis**



**Figura 128 – Deslocamentos obtidos seção E**

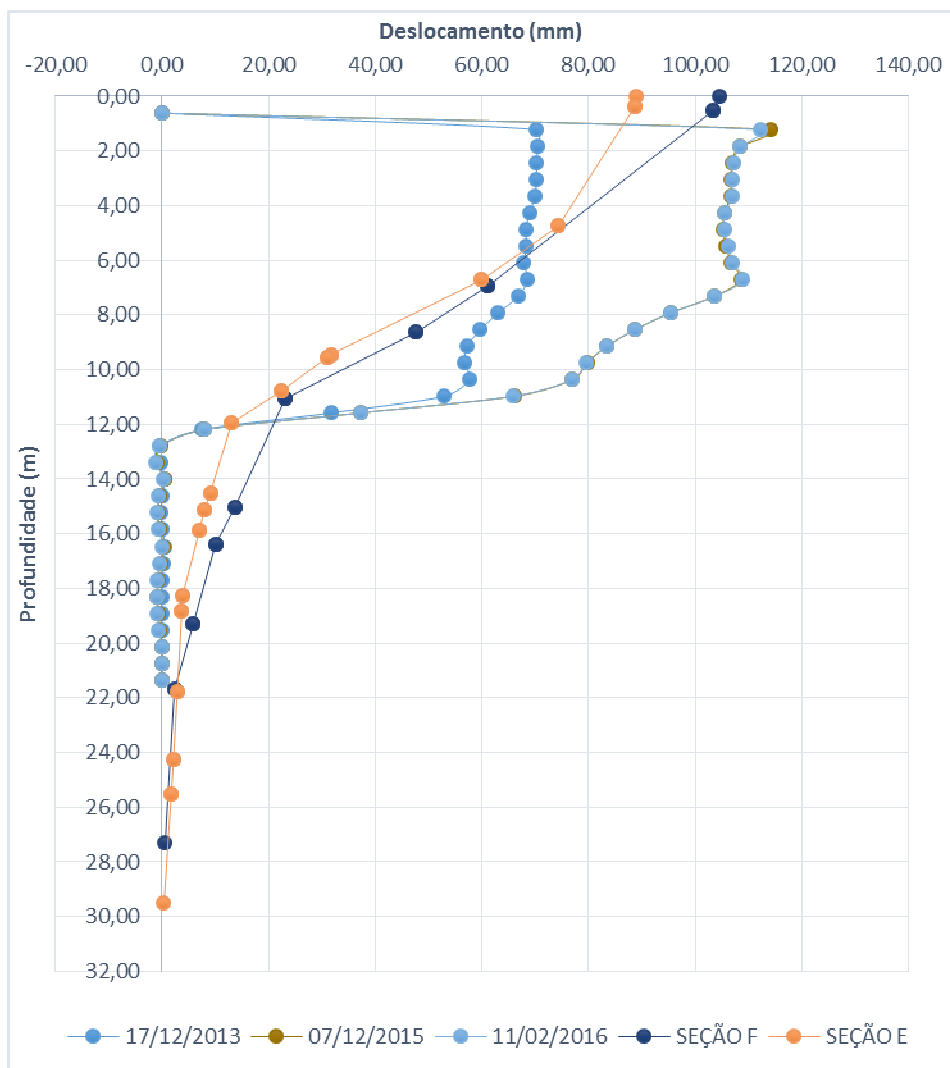


**Figura 129 – Deslocamentos Seção F – Plaxis**



**Figura 130 – Deslocamentos obtidos seção F**

Confrontando-se os deslocamentos horizontais previstos numericamente com os fornecidos pelo inclinômetro I-02 (Figura 131), verifica-se uma boa concordância entre os resultados, indicando a maior rigidez do solo 2 em profundidade.



**Figura 131 – Comparativo dos Deslocamentos para a nova modelagem**

### 5.7 Discussão dos resultados

As análises por equilíbrio limite e por elementos finitos forneceram resultados coerentes, compatíveis ao que realmente ocorreu no Km 78 da RJ-116. Foram claramente definidas duas zonas de movimentação, uma na parte superior do talude, com a superfície crítica passando no interior da camada de solo residual, e uma mais abaixo, próximo à pista, com superfície crítica passando na interface do solo residual com solo coluvionar. Apesar da utilização dos parâmetros similares para os solos 1 e 2, obtidos em laboratório, as zonas de movimentação ocorrem na interface entre os dois solos, na profundidade onde os parâmetros do laboratório

foram obtidos, onde o solo residual se encontra em uma faixa muito madura e micácea.

Os resultados foram satisfatórios para os dois métodos em se tratando de localização da superfície potencial de ruptura.

Para os deslocamentos previstos pelo programa Plaxis, com o solo 2 homogêneo, quando comparado com as medições dos inclinômetros nos mostram as seguintes diferenças. Os deslocamentos máximos medidos foram da ordem de 115 mm (Inclinômetro I-02) em fevereiro de 2016 e com deslocamentos variando até a profundidade de 12m. Os resultados da modelagem numérica previram deslocamentos na faixa de 161 a 182 mm e com deslocamento variando a uma profundidade de 18 a 20 m respectivamente, conforme foi mostrado na Figura 124.

A causa provável pode estar associada à representatividade dos parâmetros da camada do solo 2 adotados no modelo. Como já mencionado, o solo 2 na sua região mais superficial encontra-se muito maduro e com parâmetros similares aos do solo 1. Na modelagem, o solo 2 foi considerado homogêneo ao longo da profundidade, o que não corresponde à realidade. Nas sondagens realizadas, observou-se um aumento gradual de resistência com a profundidade a partir da interface do solo 1 com solo 2. Portanto, a consideração da camada de solo 2 ser homogênea, pode ter contribuído para a discrepância dos resultados de deslocamentos.

Já para as análises de deslocamento no Plaxis subdividindo o solo 2 em 3 camadas com os módulos de deformabilidade variando em função do NSPT, foram previstos deslocamentos horizontais mais próximos aos medidos pelo inclinômetro I-02, como foi mostrado na Figura 131.

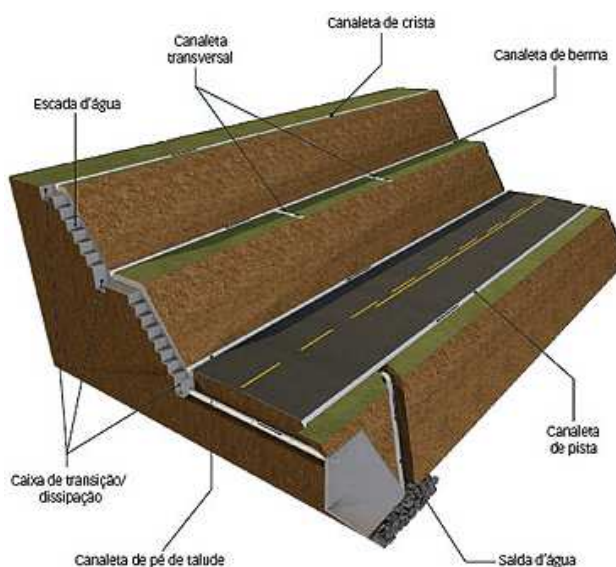
Considerando os aspectos técnicos de desenvolvimento de projetos de controle de movimentações, os deslocamentos observados tanto no campo quanto os obtidos nas análises numéricas convergem para uma mesma ordem de grandeza.

Dessa forma, pode-se tomar os resultados obtidos no MEF a partir do programa Plaxis como representativo do fenômeno observado no km 78 da RJ-116, certificando esta ferramenta como um método capaz de prever a estabilidade de taludes.

Os resultados mostram a influência do N.A. sobre a estabilidade do talude e a importância da drenagem na estabilidade da encosta. Apesar da execução de uma cortina, esta não foi capaz de conter a movimentação que se estende ao longo de

uma área extensa. Para a estabilização do talude, a execução de um bom sistema de drenagem superficial (Figura 132) e profunda, com o objetivo de reduzir o volume de água que infiltra ao longo do talude, e principalmente na interface do solo com o maciço rochoso, será suficiente para conter as movimentações do talude.

Em conjunto a manutenção do sistema de drenagem e o monitoramento do talude com inclinômetros e piezômetros são de fundamental importância para prevenir problemas futuros.



**Figura 132 – Exemplo de uma drenagem superficial completa para o local. (PINI, 2011)**

## CONCLUSÃO

O presente trabalho buscou analisar as condições de estabilidade de um talude no Km 78 da rodovia RJ-116, que apresentou um histórico de movimentações. Talude do qual possui um longo histórico de movimentações devido a alterações de origem humanas (corte no pé do talude) e de origens naturais (geologia, intemperismos e chuvas). A evidente continuação das movimentações após 2011 exigiu que fossem executadas soluções de engenharia para o local. No entanto, por desconhecimento dos processos de instabilização as propostas executadas não obtiveram êxito.

Este trabalho avaliou as causas da movimentação e apresenta a solução para o caso de instabilidade do talude, detalhando os dados levantados e fazendo uma

retro análise com o auxílio de softwares computacionais. Os resultados ficaram próximos do esperado e do ocorrido.

Como principais conclusões, destacam-se:

- É nítida a influência da variação do lençol freático na estabilidade do talude em estudo, que apresenta baixa declividade e é composto por um solo coluvionar sobre solo residual maduro e/ou rocha alterada.
- Os fatores de segurança obtidos mostraram-se muito influenciados pelas condições de saturação do talude.
- Foram detectadas duas áreas críticas para as seções analisadas, indicando a ocorrência de duas movimentações: uma no topo do talude próximo ao maciço rochoso e outra com uma elevada extensão do meio da seção até a rodovia.
- A análise dos deslocamentos utilizando o solo 2 homogêneo mostrou leve discrepância. Uma explicação para tal fato se deve que a consideração de um perfil homogêneo para o solo residual (solo 2), não representa a realidade do talude pois o solo 2 apresenta resistência e rigidez crescentes com a profundidade.
- A análise dos deslocamentos utilizando o solo 2 dividido em subcamadas forneceu resultados compatíveis com os observados no campo.
- Os programas Plaxis e Slide, forneceram resultados muito compatíveis com o ocorrido e a utilização dos dois programas em conjunto foi de fundamental importância.

Após a compreensão de todo o processo, uma solução definitiva para estabilização do talude foi proposta. A solução contempla um sistema de drenagem superficial em conjunto com um sistema de drenagem profunda a fim de reduzir o nível d' água e aumentar os fatores de segurança.

É indispensável também, para à segurança da encosta, ao longo do tempo, uma adequada manutenção do sistema de drenagem. Assim, deve-se também realizar o monitoramento constante do sistema de drenagem. Desse modo, um sistema de instrumentação com inclinômetros e medidores de nível d' água está proposto.

## SUGESTÃO PARA FUTUROS TRABALHOS

O desenvolvimento deste trabalho gerou dúvidas e questões que podem ser estudadas em futuros trabalhos, tais como:

- i. Coleta de um período maior de dados dos inclinômetros e dos piezômetros principalmente que foram instalados muito recentemente, proporcionando assim uma melhor análise dos deslocamentos x elevação do nível d'água.
- ii. Dimensionamento da drenagem superficial e profunda para toda a bacia do talude de modo a reduzir o nível d'água crítico para épocas de grandes chuvas, impedindo assim novas movimentações e uma maior segurança da rodovia.
- iii. Retirada de novas amostras para o solo residual em uma profundidade maior para auxiliar em uma modelagem mais precisa desta camada.

## REFERÊNCIAS

- AGUILERA, C. E. T. Aplicação de Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes de Grande Altura em Mineração. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.
- ALEIXO, M. S. Comportamento tensão-deformação de solos residuais no equipamento triaxial. Dissertação de mestrado. Dpto. Eng. Civil, PUC-Rio, 1998.
- AUGUSTO FILHO, O. Caracterização Geológico-Geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: uma Proposta Metodológica. In: 1a COBRAE, Rio de Janeiro. Anais, ABMS/ABGE, v. 2, p. 721-733, 1992.
- AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de Taludes. São Paulo: In. Oliveira, A.M.S e Brito.; S.N.A.(eds) Geologia de Engenharia. ABGE, 1998. 243 – 269 p.
- ÁVILA, C. R. D. Comportamento geotécnico e classificação geomecânica de maciços rochosos em taludes na região de belo horizonte. NUGEO/UFOP, Ouro Preto – MG, 2014.
- BASTOS, C. Apostila de Mecânica dos Solos. Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, RS, 2008.
- BASTOS, C. A. B. Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos dos granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, p. 155, 1991.
- BERNARDES, J. D. A. Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss , Dissertação mestrado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.
- BOWLES, J. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill, Inc. Fifth Edition., 1997.
- BRESSANI, L. A. BICA, A.V.D.; PINHEIRO, R.J.B.; RIGO, M.L. , Residual shear strength of some tropical soils from Rio Grande do Sul. Solos e Rochas, v. 24, n. 2, p. 103-113, 2001.
- BROMHEAD, E. N. The Stability of Slopes. 2 ed. Glasgow: Blackie Academic & Professional, p. 411, 1986.



- CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. 4. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, v. 2, 1981. p. 488.
- CARVALHO, C. S.; MACEDO, E. S.; OGURA, A. T. Mapeamento de riscos em encostas e margem de rios. Brasília - Instituto de Pesquisas Tecnológicas, [s.n.], 2007.
- CARVALHO, I. S. Propostas para a certificação das empresas de sondagens à percussão. Dissertação de Mestrado. Cuiabá - MT: UFMT., 2012.
- CASAGRANDE, A.; FADUM, R. E. Notes on soil testing for engineering purposes. Harvard Univ. Grad. School Publ.268, 1940.
- CAVALCANTE, E. H.; CASAGRANDE, M. D. T. Mecânica dos Solos II - Notas de Aula. Centro de ciências exatas e tecnologia - UFS, 2006.
- CHANDLER, R. J. The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper marl., v. 19, n. 3, p. 321-334, 1969.
- COSTA FILHO, L. M. , DOBEREINER, L., CAMPOS, T.M.P., VARGAS JR., E.A. - Engineering Properties and Design Assessment of Tropical Soils: Fabric and Engineering Properties, In: XII ICSMFE, international conference on soil mechanics and foundations engineering. Proceedings, Rio de Janeiro, 1989.
- COSTA NUNES, A. J. D. Estabilidade de Taludes- Rocha e Solo., V congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundação, 1970. ,[s.l] : [s.n], p 98-118.
- CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. Landslide Types and Processes. In: TURNER, A.K.; SHUSTER, R.L. (eds), Landslides Investigation and Mitigation. Transportation Research Board Special Report 247. National Research Council, Washington DC, p. 36-75, 1996.
- DANTAS NETO, S. A. Fundações e obras de contenção.. Notas de aula da disciplina Fundações e Obras de Contenção – Curso de Engenharia Civil/UFC. , Fortaleza, p. 134, 2008.
- DEERE, D. U.; PATTON, F. D. Estabilidad de taludes en suelos residuals. IV Cong. Pan. MEc. Suelo, 1: p 93-185., Puerto Rico, 1971.
- DEMIN. Departamento de Engenharia de Minas -UFRGS. Disponível em: <[http://www.ufrgs.br/demin/discpl\\_grad/geologia2/material/sondagem-ppt2.pdf](http://www.ufrgs.br/demin/discpl_grad/geologia2/material/sondagem-ppt2.pdf)>.
- DUCAN J., M. Closure of Discussion of "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 127, p. 717-721, 2001.

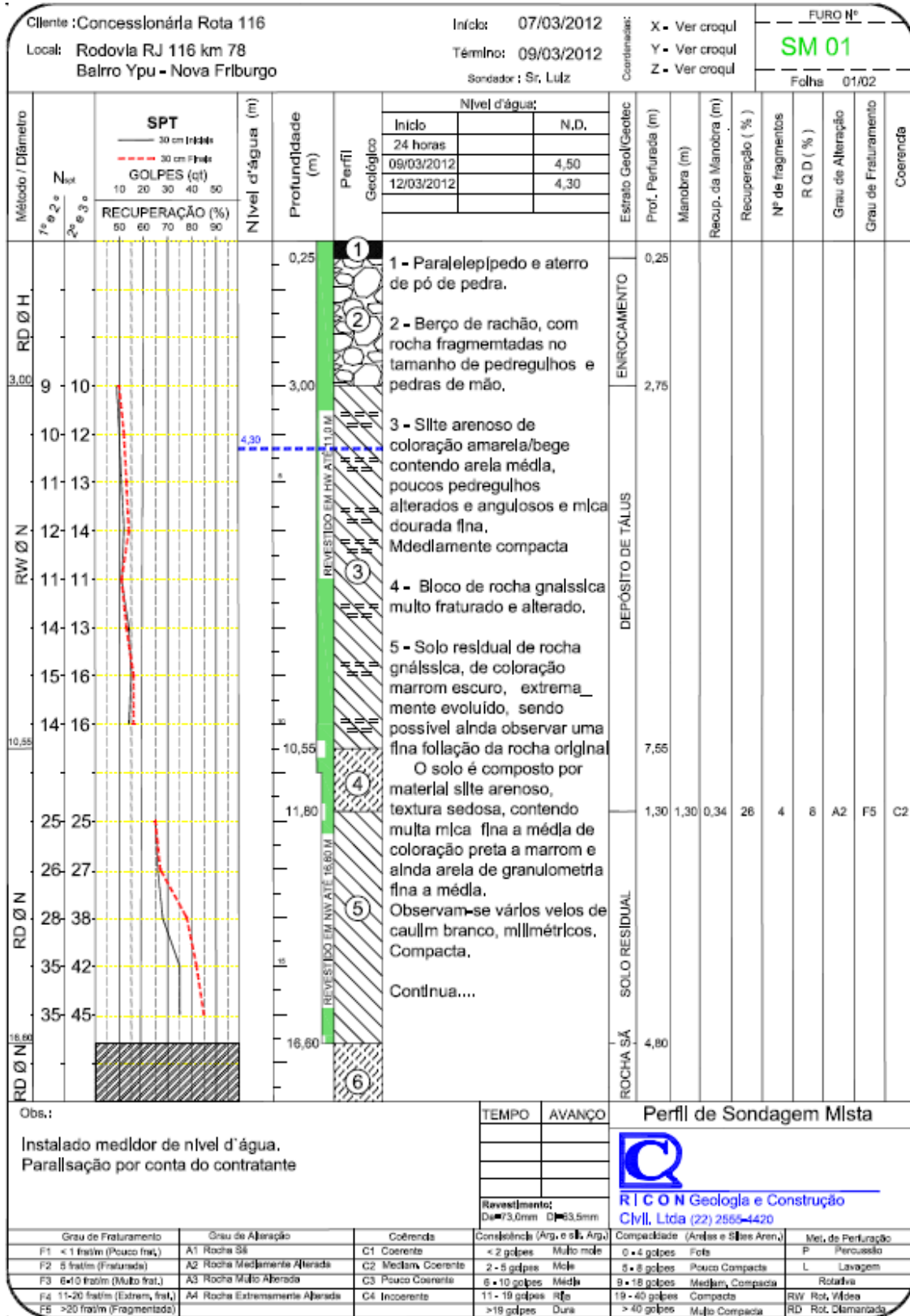
- DYMINSKI, A. S. Estabilidade de Taludes, Notas de Aula, Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR, 2009.
- EISENBERGER, C. N. Estudo do comportamento de um talude coluvionar urbano em Santa Cruz do Sul -RS. Rio Grande do Sul : Mestrado em Engenharia Civil / UFRGS. , 2003.
- FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P. Movimentos de Massa: uma Abordagem Geológico-Geomorfológica. In: GUERRA, A J.T; CUNHA, S.B. (Orgs). 2º. ed. Rio de Janeiro: Editora Bertrand Brasil, 1998. 123-194 p.
- FLORES, E. A. F. Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo. Dissertação do mestrado em Eng. Civil - PUC, Rio de Janeiro, 2008.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. New York, John Wiley, p. 517, 1993.
- FREIRE, E. S. D. Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna Sistemática. Revista Construção, Rio de Janeiro, p. 10-18, Março 1965.
- FRIGERIO, G. P. Retroanálise de uma escavação de vala escorada a céu aberto de uma linha do metrô de São Paulo. Dissertação de mestrado da USP, São Paulo, 2004.
- GEORIO. Manual de Encostas: Análise e Investigação. 2ª Edição. , Rio de Janeiro, v. 1, p. 69-88, 2000.
- GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de Taludes, Apostila do curso de mestrado em engenharia civil - ênfase em Geotecnia, Rio de Janeiro, 2010.
- GERSCOVICH, D. M. S. Resistência ao Cisalhamento, Apostila do curso de mestrado em engenharia civil - ênfase em Geotecnia. Rio de Janeiro: UERJ, 2010.
- GOOGLE. Imagens do Google Earth - <http://www.google.com.br/earth>.
- GRIFFITHS, D. V.; LANE,. Slope stability analysis by finite elements, v. 49, n. 3, p. 387-403, 1999.
- GUIDICINI, G. E. N. C. M. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. 2ª. ed. [S.l.]: Editora da USP/Edgar Blucher, 1984. 194 p.
- HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. O Manual do Deslizamento: um guia para a compreensão de deslizamentos., Reston, Virginia: U.S. Geological Survey, p. 13, 2008.


- HUCTHINSON, J. N. General Report: Morphological and Geotechnical Parameters of Landslides in Relation to Geology and Hydrogeology. 5th INT. SYMP. ON LANDSLIDES, Lausanne. Proc., v. 1, p. 3-35, 1988.
- HUNTER, G.; FELL, R. Estimation of travel distance for landslides in soil. Australian Geomechanics, 2002.
- IBAÑEZ, J. P. Modelagem micro-mecânica. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, p. 60, 2008.
- IPT. Manual de Ocupação de Encostas. CUNHA, M.A. (Coord). IPT, São Paulo, v. nº 1831, p. 216, 1991.
- Little, A. L. “The Engineering Classification of Residual Tropical Soils”. Proc. of Speciality Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, VII ICSMFE, Mexico City, 1969
- MARANGON, M. Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações. UFJF, Minas Gerais, 2009.
- MOTA, A. P. Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na Via Lagos. Rio de Janeiro: Mestrado em Geotecnia - UERJ, 2014.
- NBR:6484, A. B. N. T. Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio., Rio de Janeiro, 2001.
- NBR-6122, A. B. N. T. Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro, p. 91, 1996.
- OLIVEIRA, E. P. Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado, PUC, 2006.
- ORTIGÃO, J. A. R. Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. 2.ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, p. 378, 1995.
- PASTORE, E. L. Weathering profiles. 10th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE, Guadalajara, Mexico, p. 353-364, 1995.
- PINHEIRO, R. J. B. Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da serra geral no estado do Rio Grande do Sul, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul;, 2000.
- PINI. Obras de retaludamento, <http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/7/obras-de-retaludamento-235540-1.aspx>, 2011.

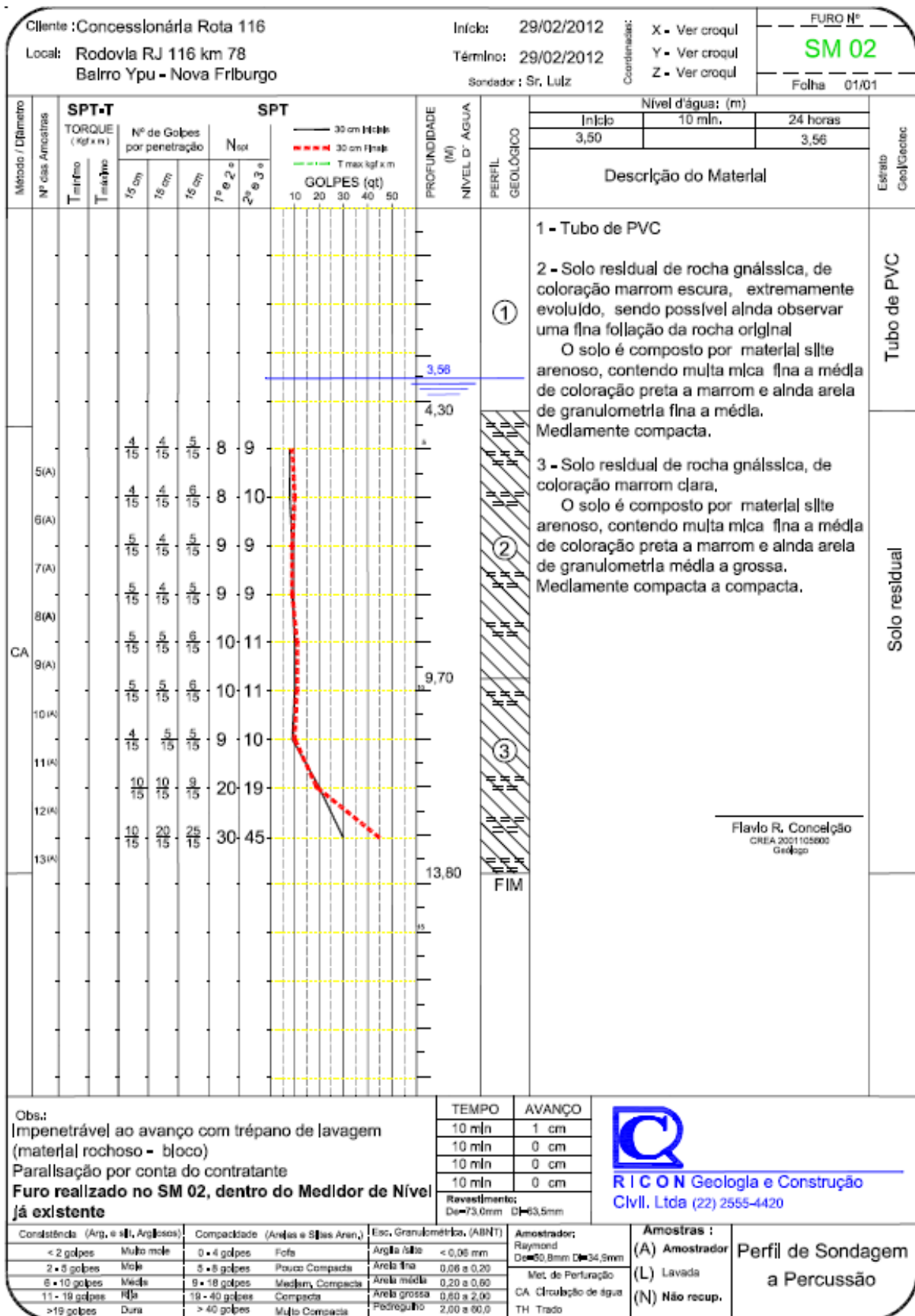
- PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo, Oficina de Textos, p. 247, 2000.
- REFFATTI, M. E. Análise numérica de uma escavação de grande porte em Porto Alegre / RS: Caso de obra. Dissertação de mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.
- REIS, F. Curso de Geologia Ambiental, 2001. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09b.html>>.
- RIBEIRO JUNIOR, C. A. Análise numérica de escorregamento em encostas. Rio de Janeiro: Dissertação Mestrado - UERJ, 2011.
- RIZZON, M. M. Risco geotécnico de encostas ocupadas: avaliação e indicação de soluções para mitigar problemas na vila graciliano ramos em Porto Alegre. Rio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2012.
- SANDRONI, S. S. Solos residuais gnáissicos – pesquisa realizada na PUC-Rio. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE/UFRJ – ABMS. Anais. , Rio de Janeiro, 1981.
- SANDRONI, S. S. Sampling and Testing of Residual Soils - A Review of International Practice, Proceedings. Scorpion Press (Hong Kong)., 1985.
- SARMA, A.K., and BORA, P.K., Influence of Rainfall on Landslide, International Conference on Landslides, Slope Stability and the Safety of Infra-Structures, Malaysia, 1994.
- SASSA, K. Geotechnical Classification of Landslides. Landslide News, nº. 3, p. 21-24, 1989.
- SCHNAID, F. .; ODEBRECHT, E. Ensaios de campo e suas aplicações à, 2012.
- SCHNAID, F. Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações., São Paulo : Oficina de Textos, p. 190, 2000.
- SEW, G. S.; CHIN, T. Y. The determination of shear strength in residual soils for slope stability analysis. Seminar Cerun Kebangsaan 2001, Cameron Highland, 2001.
- SILVA, B. A. D. Análise de estabilidade de taludes ao longo da rota de um duto submarino na Bacia de Campos, RJ, Rio de Janeiro, PUC, p. 89-90, 2005.
- SKEMPTON, A. W.; HUCTIONSON, J. N. Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations. State-of-the-art Report. 7th ICSMFE. Mexico, Proc.: State-of-the-art vol, 1969. p. 291-340.

- TEIXEIRA, L. M. Análise numérica do comportamento de um oleoduto sujeito a movimentos de encosta. Tese doutorado em engenharia civil - PUC-RJ, Rio de Janeiro, 2008.
- TERRAE. Relatório Técnico da Rodovia RJ116 - km 78 , Janeiro 2014.
- TERZAGHI, K. Mechanisms of Landslides, Engineering Geology (Berkey), Geological Society of America., 1950.
- TOMINAGA, L. K. Escorregamentos. In: TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. (Org.). Desastres naturais: conhecer para prevenir. São Paulo: Instituto Geológico: [s.n.], 2009. 25-38 p.
- VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos Solos, Ed. McGraw Hil do Brasil Ltda., São Paulo, 1977.
- VARNES, D. J. andslide Types and Processes. In: ECKEL, E.B. (eds), Highway Research Board, Special Report, v. 29, p. 20-47, 1958.
- VARNES, D. J. Slope Movement and Types and Processes. In: SCHUSTER, R.L.; KRIZEK, R.J. (eds), Landslides, Analysis and Control. Transportation Research Board Special Report 176. National Academy of Sciences, Washington DC, 1978. p. 11-33.
- VILELA, R. Análise tridimensional da estabilidade de taludes. Universidade Federal de Goiás, XIX Seminário de Iniciação Científica da UFG - PIVIC, 2011.
- WOLLE, C. M. Mecanismos de Instabilização de Encostas na Serra do Mar. [S.I.]: Encontro Técnico: Estabilidade de Encostas, ABMS, 1988. 16-40 p.

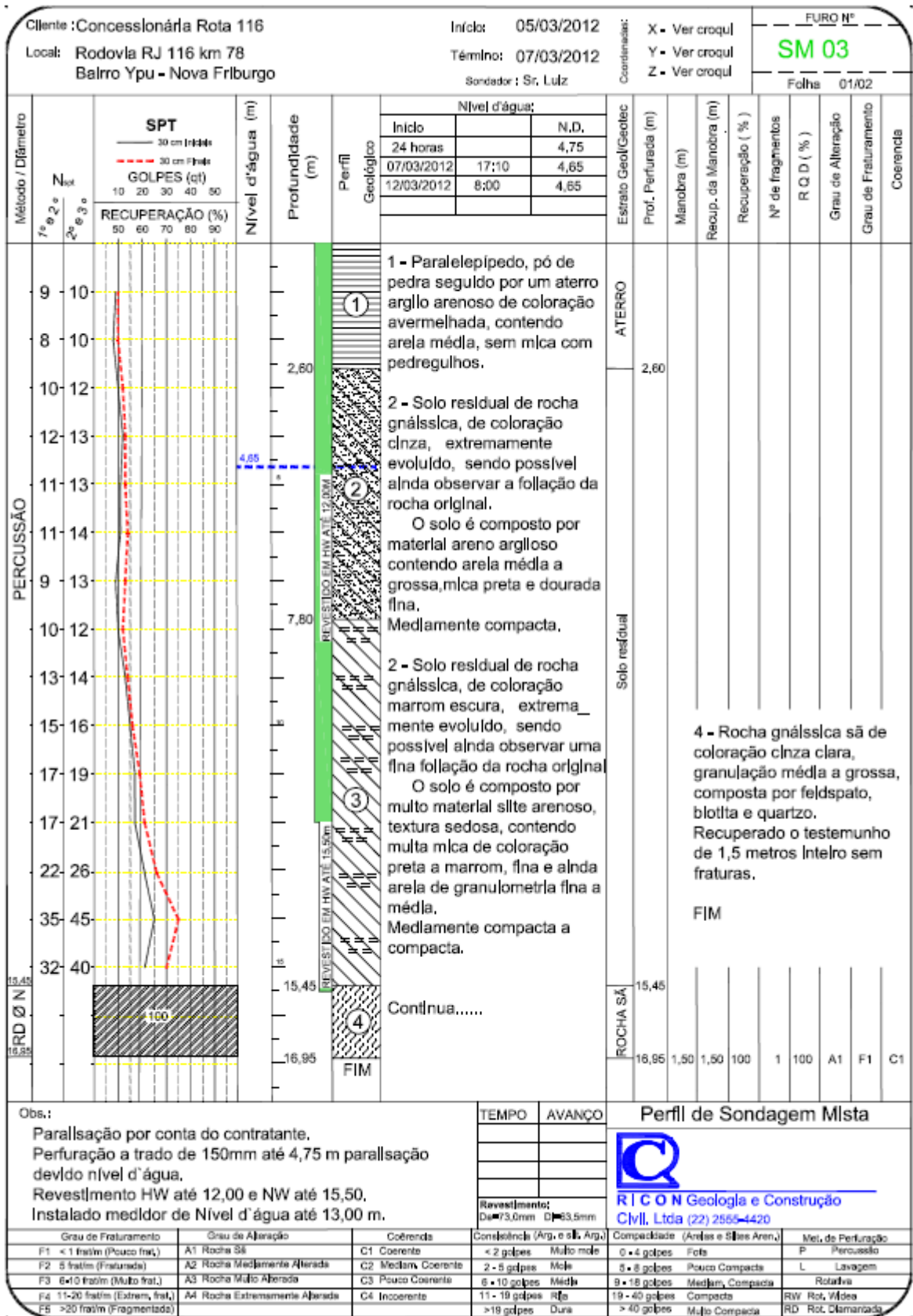
ANEXO

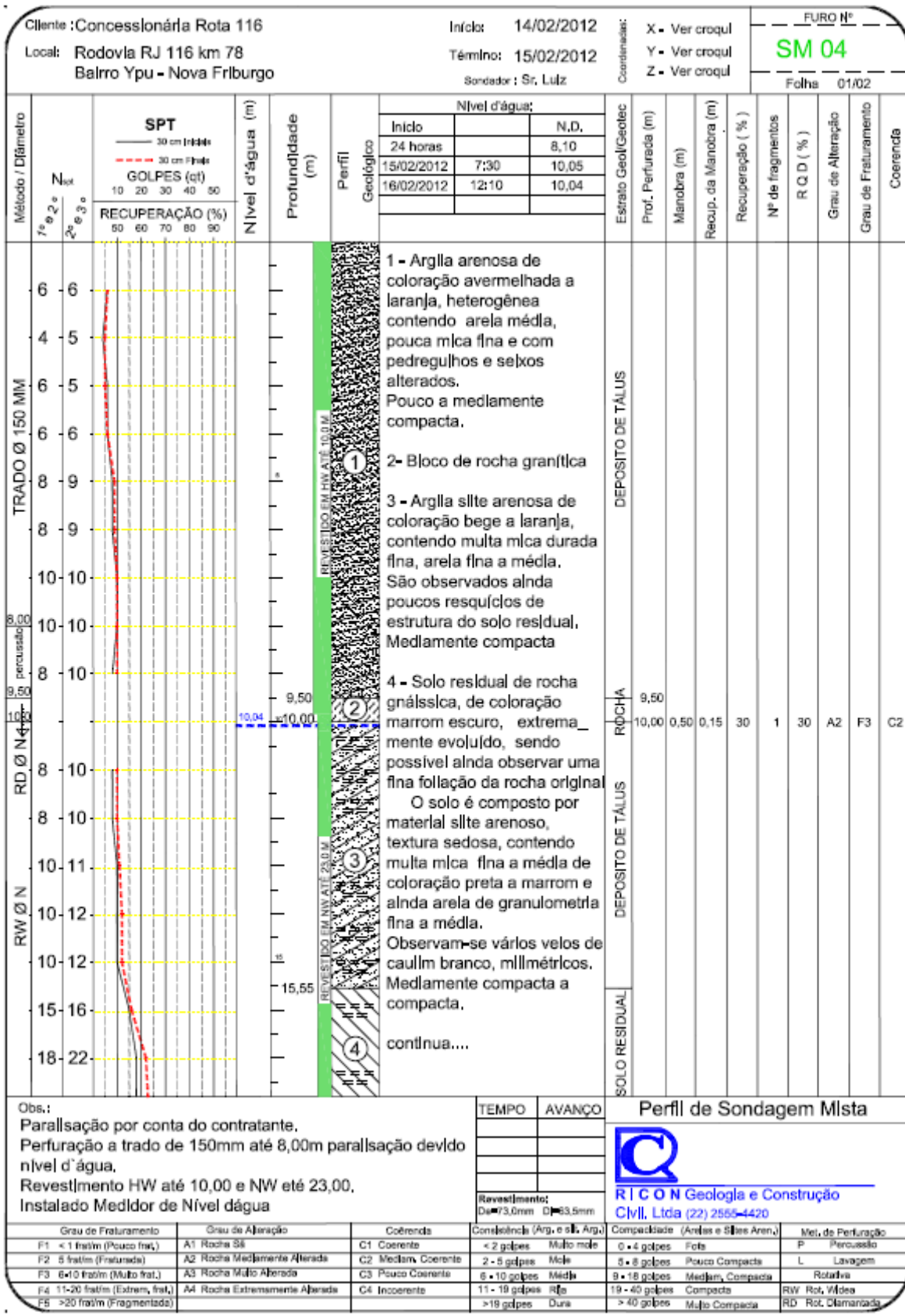


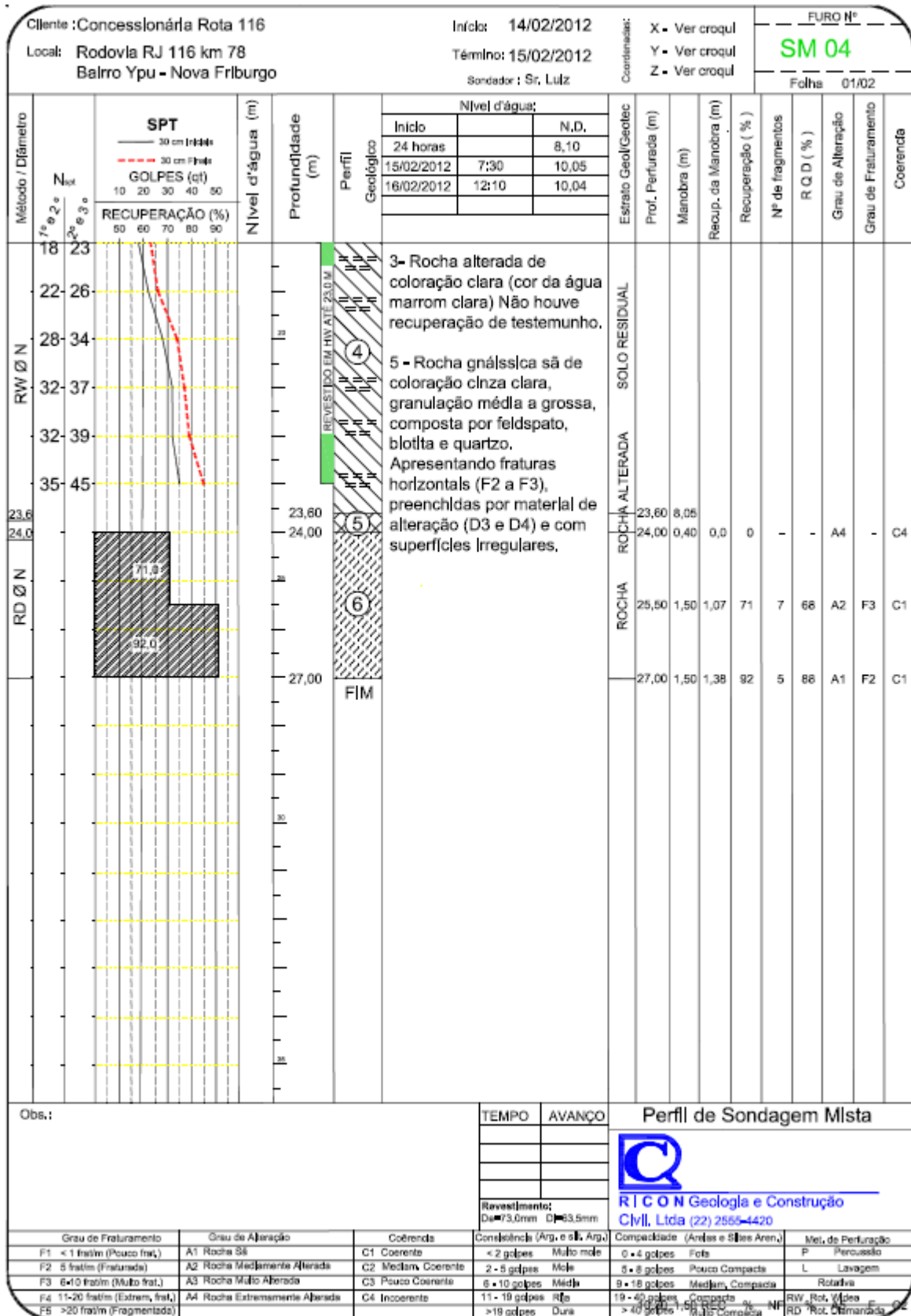
Cliente : Concessionária Rota 116 Local : Rodovia RJ 116 km 78 Balro Ypu - Nova Friburgo		Início : 07/03/2012 Término : 09/03/2012 Sondador : Sr. Luiz		Contínua: X - Ver croqui Y - Ver croqui Z - Ver croqui		FURO Nº <b>SM 01</b> Folha 01/02					
Método / Diâmetro	1º e 2º N <sub>60</sub> 3º e 9º	<b>SPT</b> — 30 cm I-HH - - - 30 cm F-HH GOLPES (qt) 10 20 30 40 50 RECUPERAÇÃO (%) 50 60 70 80 90	Nível d'água (m) Profundidade (m)	Perfil Geológico			Estrato Geol/Ceotec Prof. Perfurada (m) Manobra (m) Recup. da Manobra (m) Recuperação (%)	Nº de fragmentos R Q D (%) Grau de Alteração Grau de Fraturamento Coerência			
				Nível d'água: Início N.D. 24 horas Início Início							
RD Ø N			18,20	⑥ FIM ① Fim	6 - Rocha gnáissica são de coloração cinza clara, granulação média a grossa, composta por feldspato, biotita e quartzo. O testemunho foi recuperado inteiro, sem fraturas, com 1,60m			1,60 1,60 1,60 100 1 100 A1 F1 C1			
Obs:				TEMPO	AVANÇO	Perfil de Sondagem Mista  R I C O N Geologia e Construção Civil, Ltda (22) 2555-4420					
				Revestimento: De 3,0mm De 3,5mm							
Grau de Fraturamento		Grau de Alteração		Coerência		Consolidação (Arg. e sil. Arg.)		Compactação (Areias e Siltes Aren.)		Met. de Perfuração	
F1 < 1 fr/m (Pouco fr.)		A1 Rocha Sã		C1 Coerente		< 2 golpes Muito mole		0 - 4 golpes Fofa		P Percussão	
F2 5 fr/m (Fraturada)		A2 Rocha Moderamente Alterada		C2 Médiam. Coerente		2 - 5 golpes Mole		5 - 8 golpes Pouco Compacta		L Lavagem	
F3 6-10 fr/m (Muito fr.)		A3 Rocha Muito Alterada		C3 Pouco Coerente		6 - 10 golpes Média		9 - 18 golpes Médiam. Compacta		Rotativa	
F4 11-20 fr/m (Extrem. fr.)		A4 Rocha Extremamente Alterada		C4 Incoerente		11 - 19 golpes Rfca		19 - 40 golpes Compacta		RW Rot. Wides	
F5 >20 fr/m (Fragmentada)						>19 golpes Dura		> 40 golpes Muito Compacta		RD Rot. Diamantada	









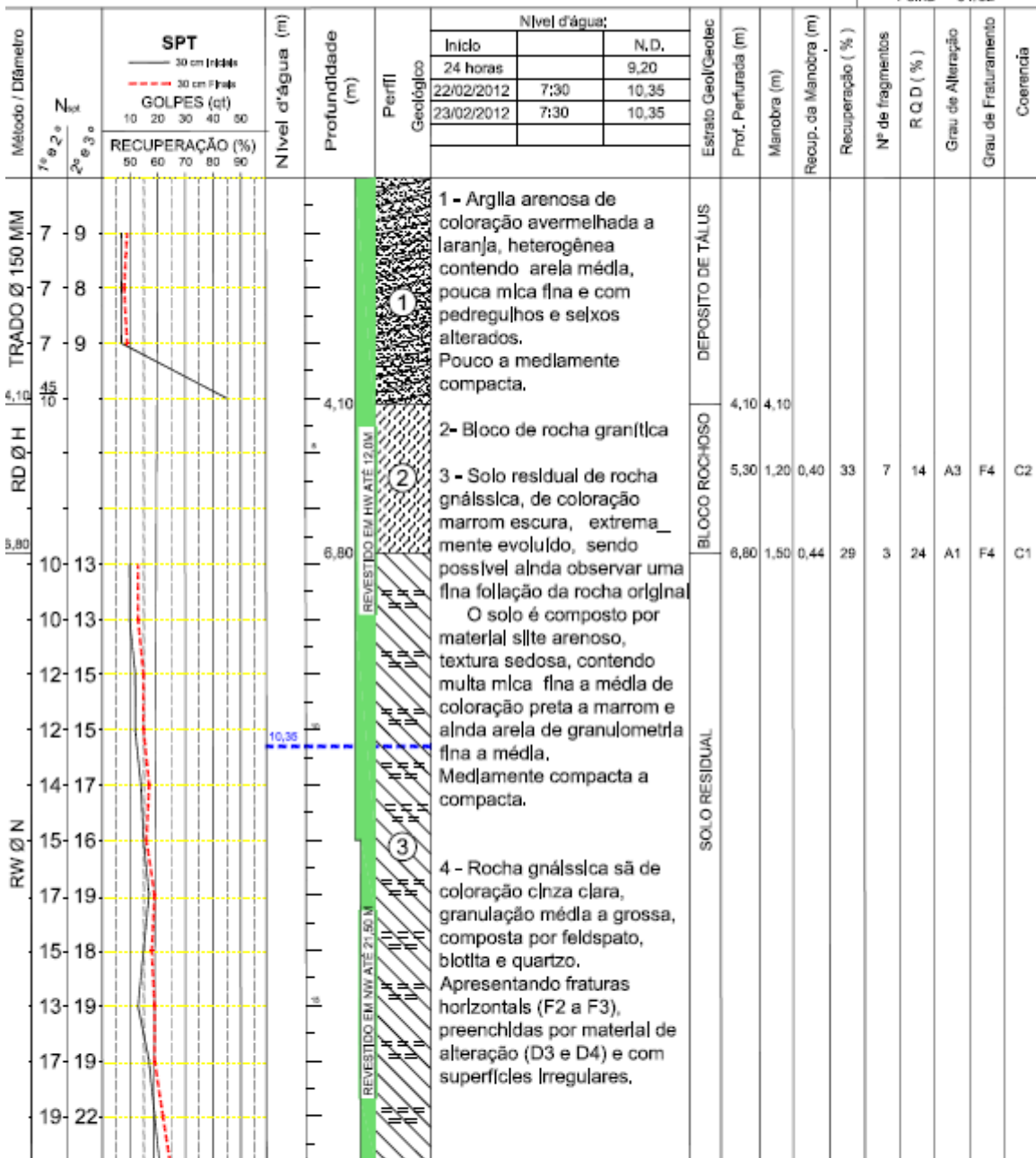


Cliente: Concessionária Rota 116  
 Local: Rodovia RJ 116 km 78  
 Bairro Ypu - Nova Friburgo

Início: 16/02/2012  
 Término: 23/02/2012  
 Sondador: Sr. Lulz

Condensado: X - Ver croqui  
 Y - Ver croqui  
 Z - Ver croqui

FURTO Nº  
**SM 05**  
 Folha 01/02



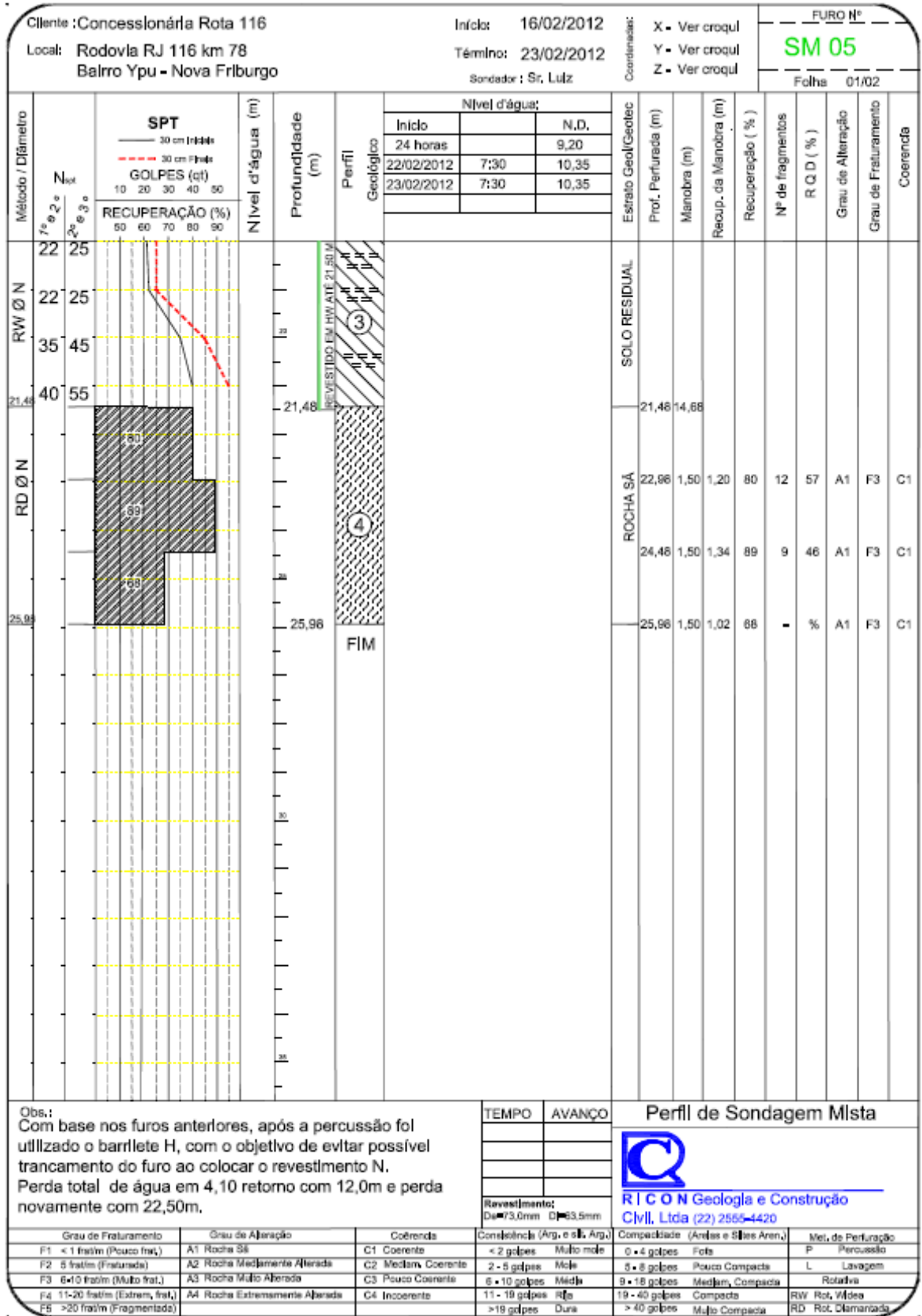
Obs.: Paralisação por conta do contratante.  
 Perfuração a trado de 150mm até 4,00m paralisação devido ao bloco rochoso.  
 Revestimento HW até 12,00 e NW até 21,50m.

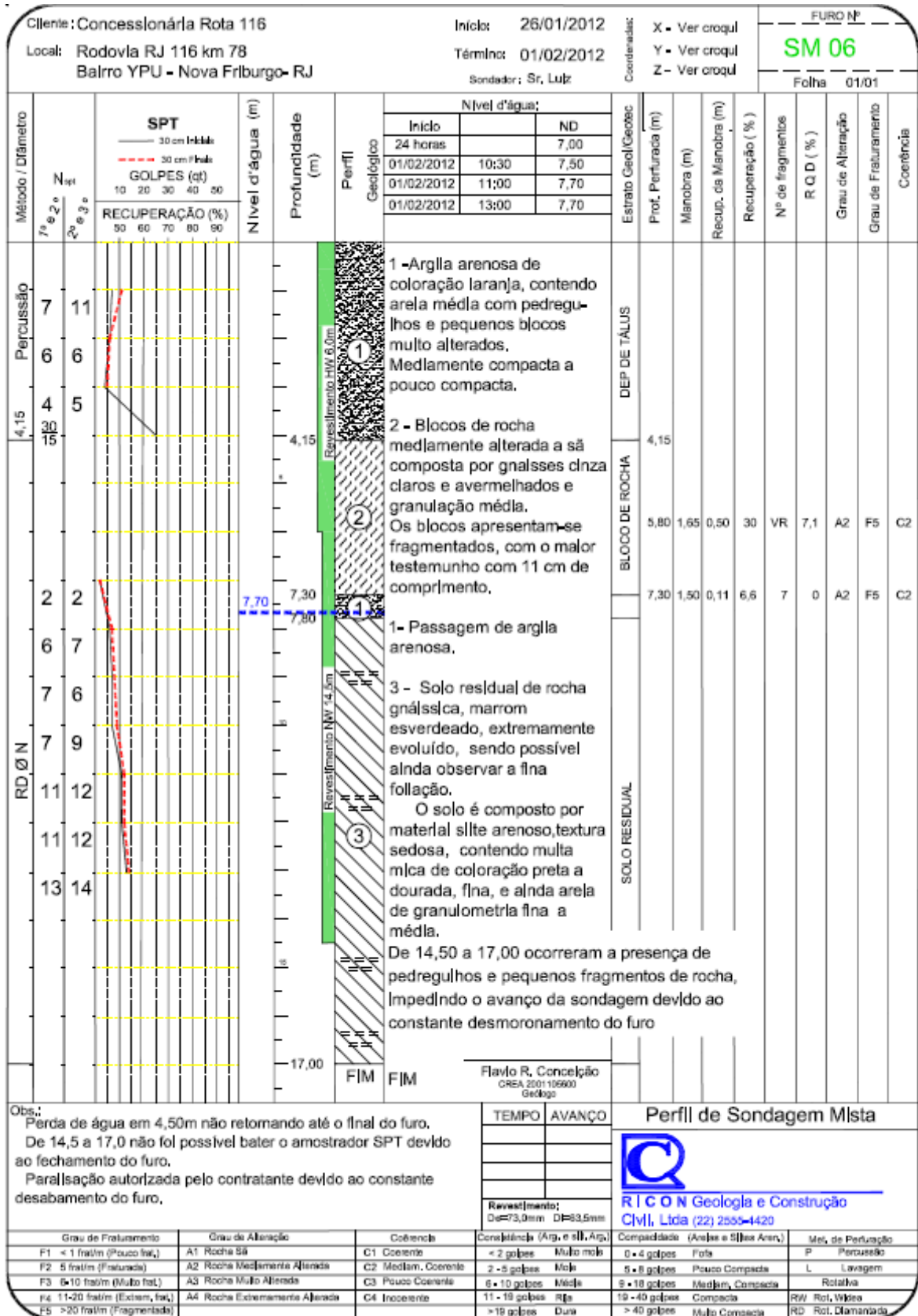
TEMPO	AVANÇO

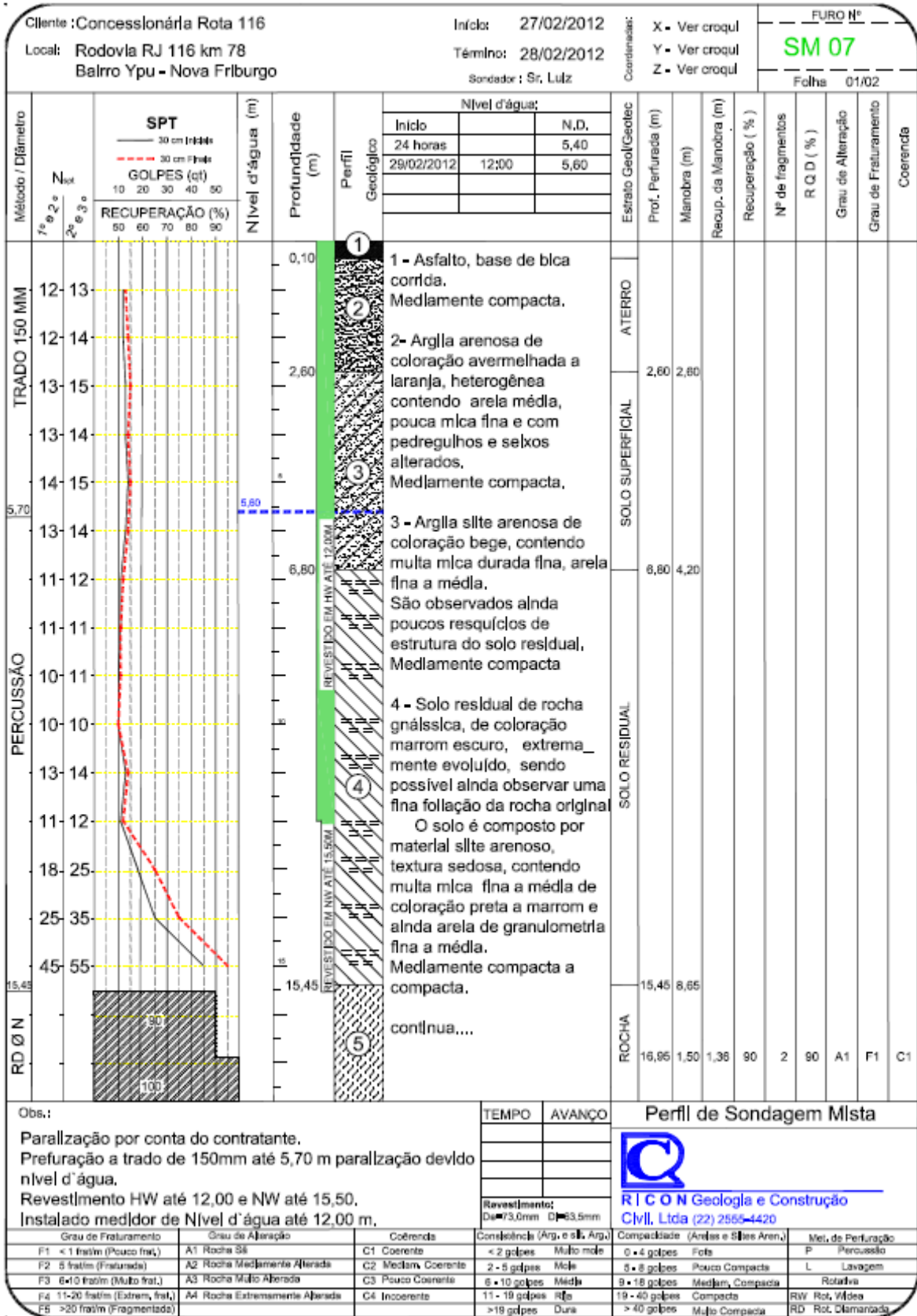
Perfil de Sondagem Mista  
  
**R I C O N Geologia e Construção Civil, Ltda** (22) 2555-4420

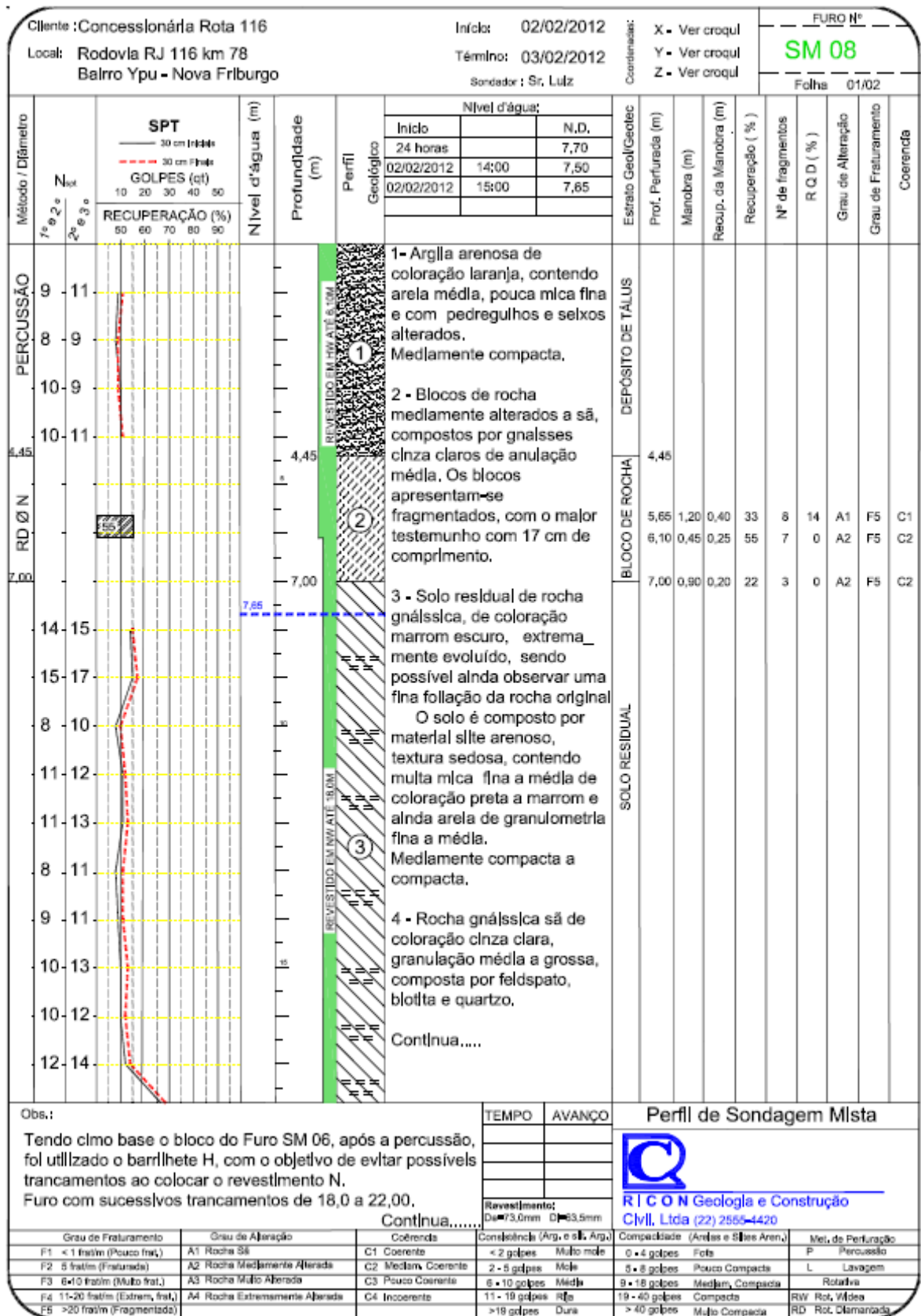
Grau de Fraturamento	Grau de Alteração	Coerência	Consistência (Arg. e sil. Arg.)	Compactação (Areias e Siltes Aren.)	Mét. de Perfuração
F1 < 1 fr/m (Pouco fr.)	A1 Rocha Sã	C1 Coerente	< 2 golpes Muito mole	0 - 4 golpes Fofa	P Percussão
F2 5 fr/m (Fraturada)	A2 Rocha Medlamente Alterada	C2 Mediam. Coerente	2 - 5 golpes Mole	5 - 8 golpes Pouco Compacta	L Lavagem
F3 6-10 fr/m (Muito fr.)	A3 Rocha Muito Alterada	C3 Pouco Coerente	6 - 10 golpes Média	9 - 18 golpes Mediam. Compacta	Rotativa
F4 11-20 fr/m (Extrem. fr.)	A4 Rocha Extremamente Alterada	C4 Incoerente	11 - 19 golpes Rija	19 - 40 golpes Compacta	RW Rot. Média
F5 >20 fr/m (Fragmentada)			>19 golpes Dura	> 40 golpes Muito Compacta	RD Rot. Diamantada

Continua.....




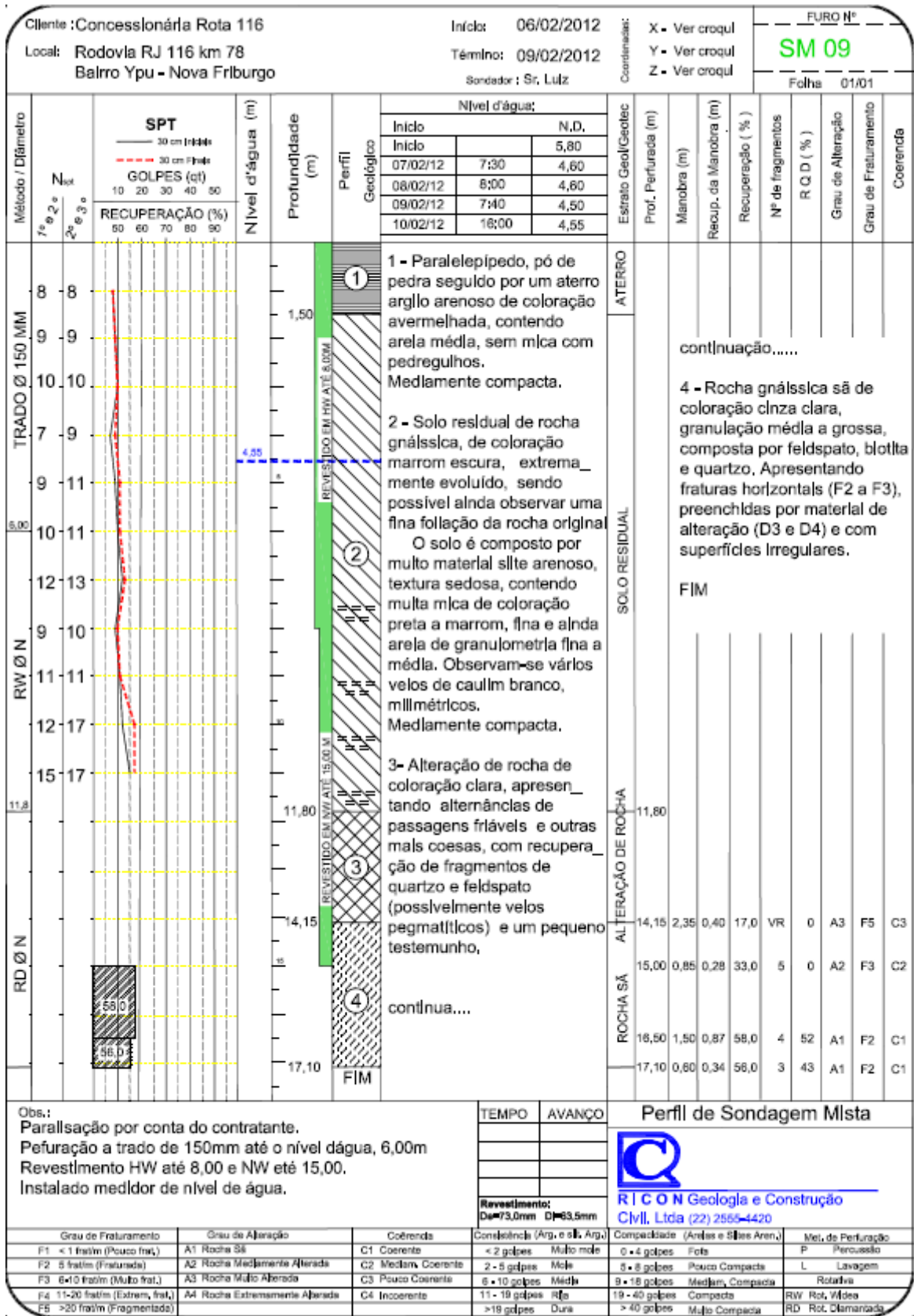


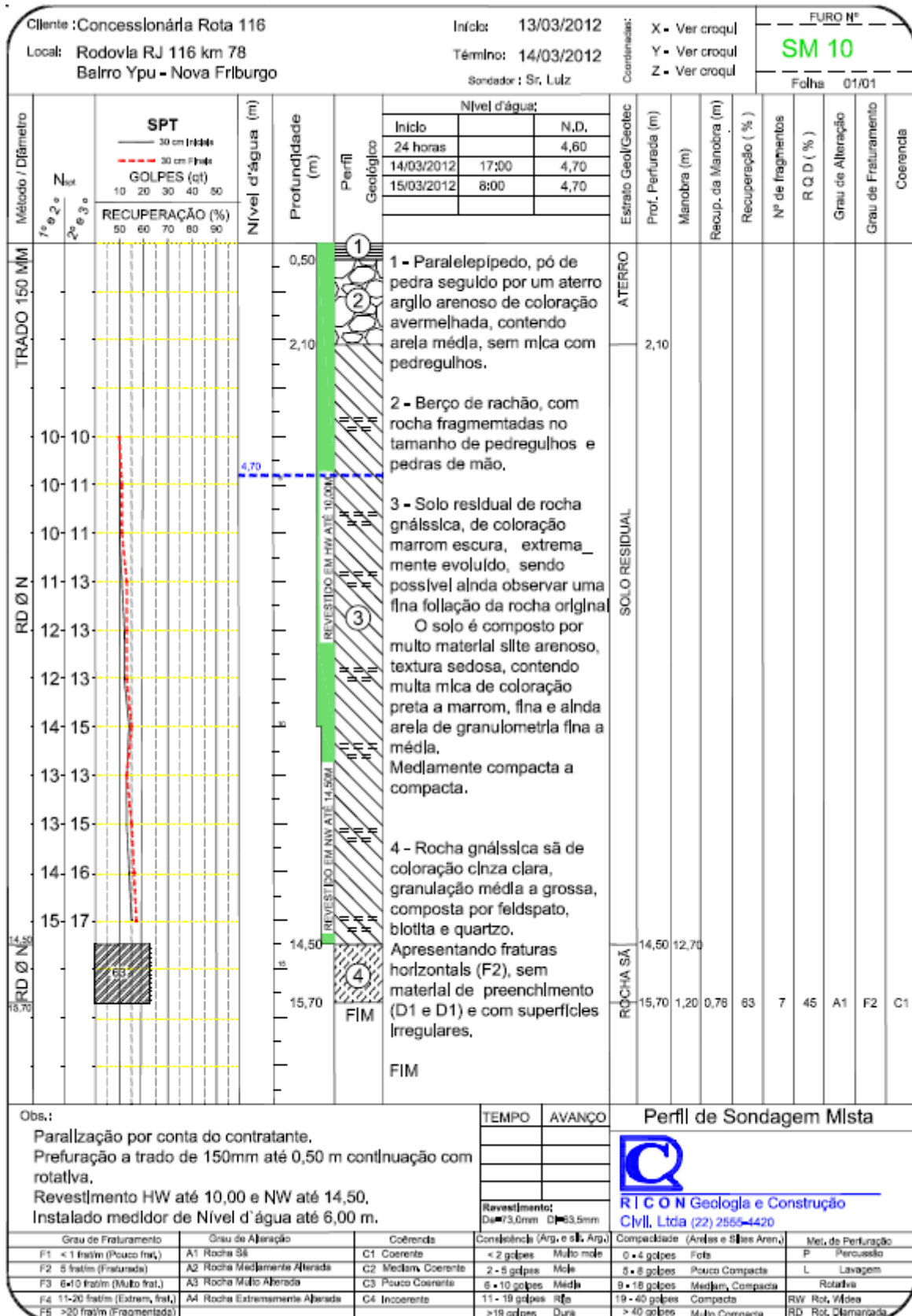


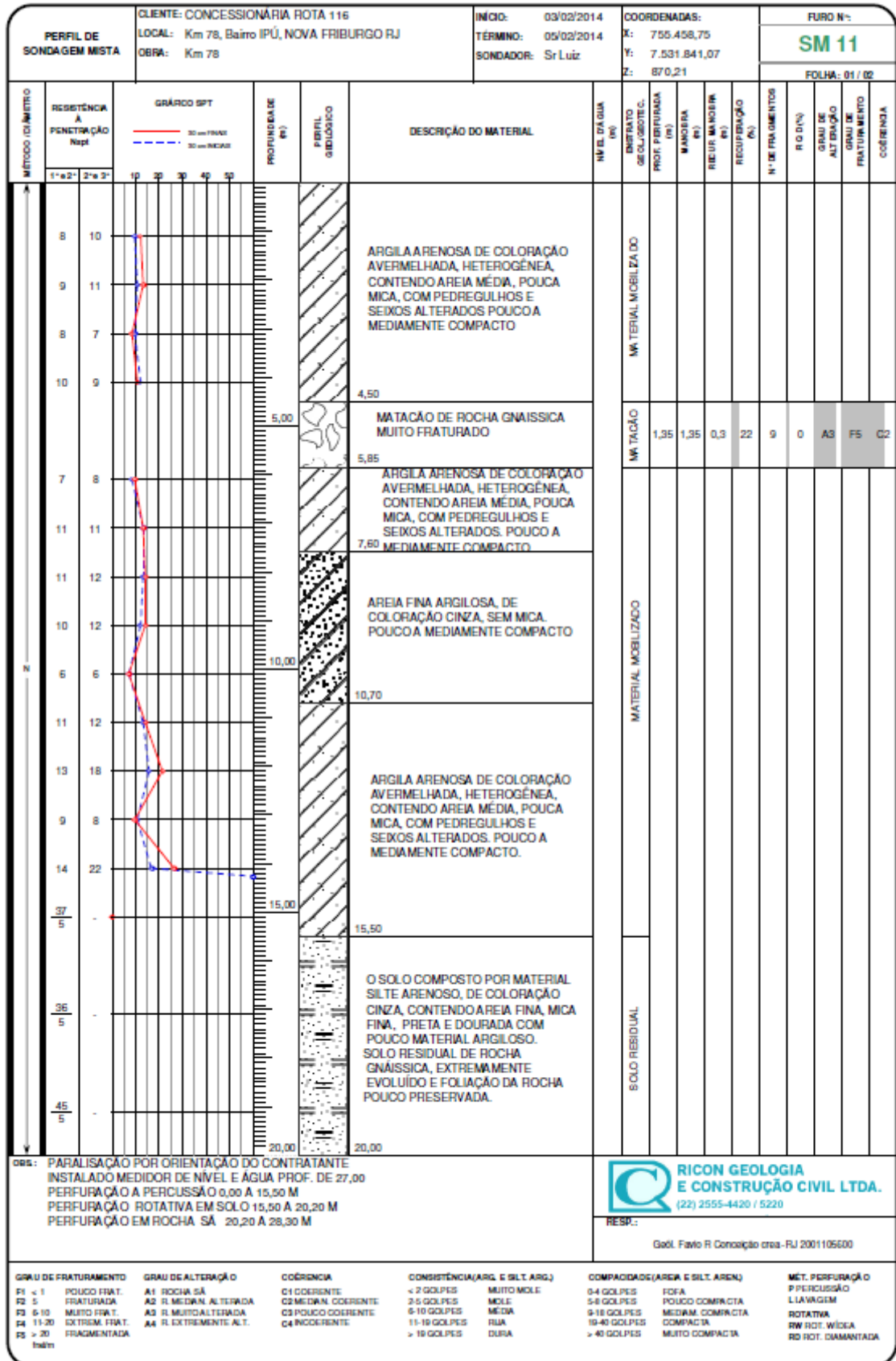


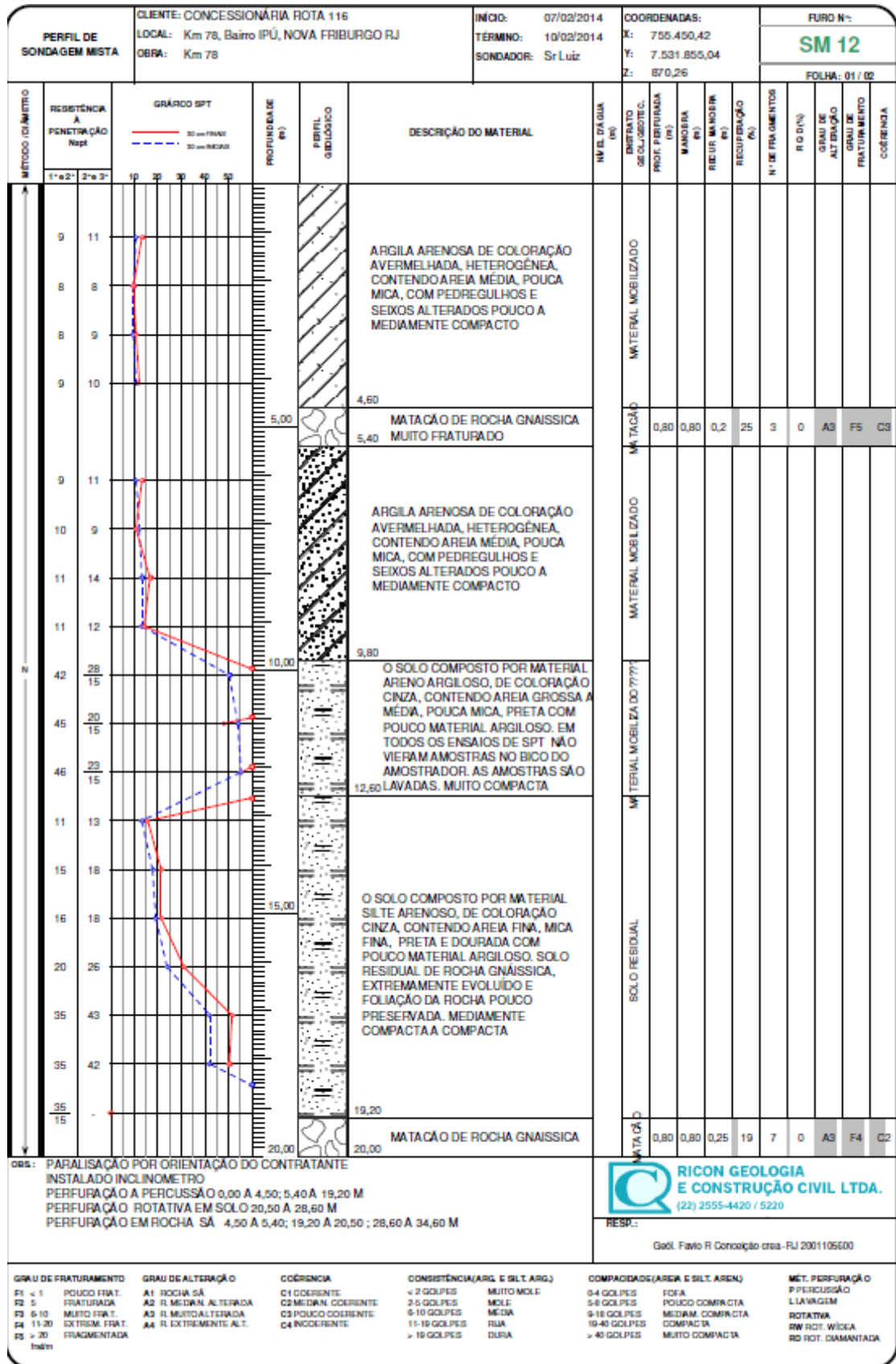


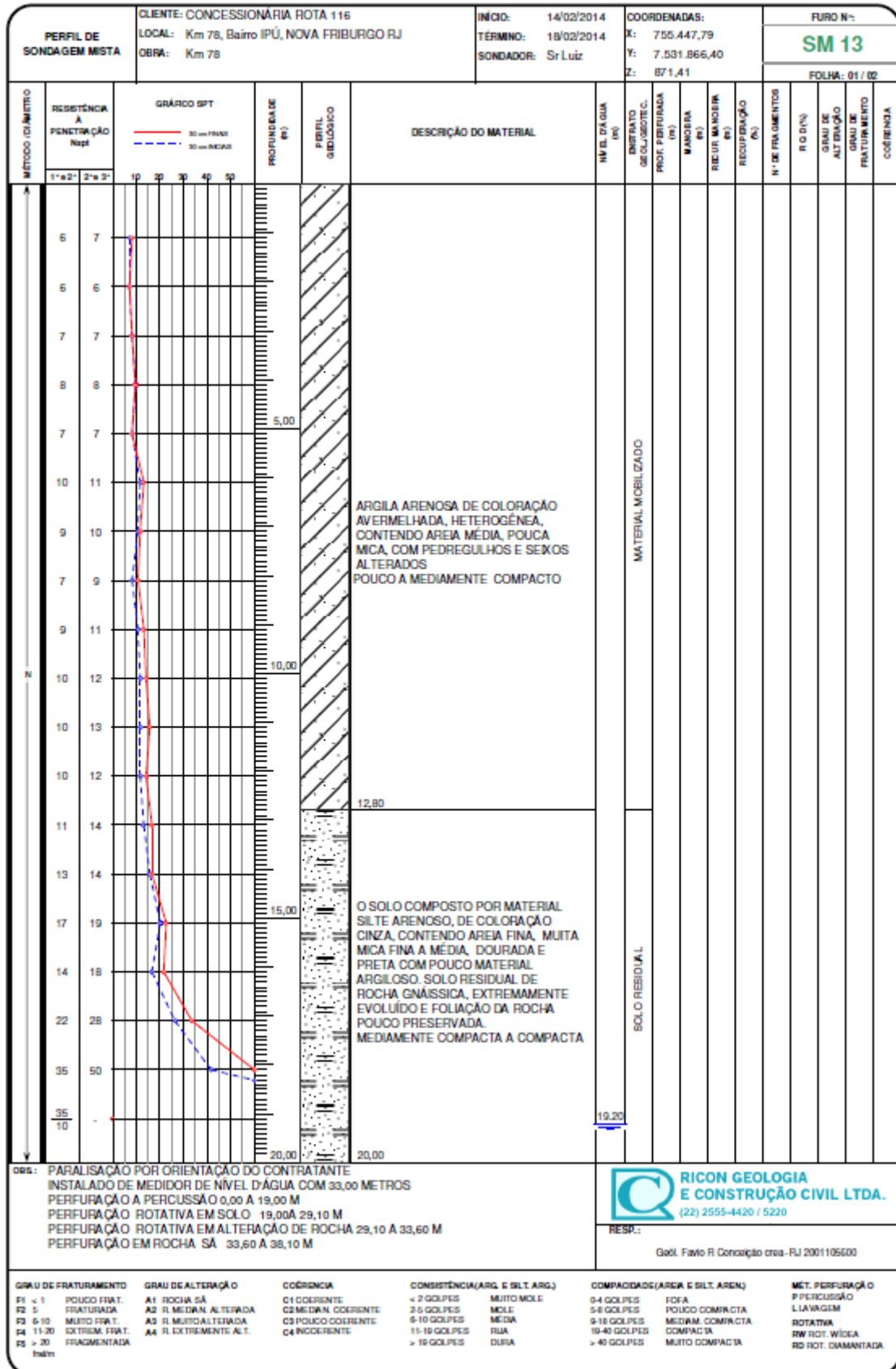
Cliente: Concessionária Rota 116 Local: Rodovia RJ 116 km 78 Bairro Ypu - Nova Friburgo		Início: 02/02/2012 Término: 03/02/2012 Sondador: Sr. Luiz		Coordenadas: X - Ver croqui Y - Ver croqui Z - Ver croqui		FURO Nº <b>SM 08</b> Folha 01/02																
Método / Diâmetro RD Ø N 30 32 39 45 38 43 22,00	SPT 30 cm F100 30 cm F100 GOLPES (qt) 10 20 30 40 50 RECUPERAÇÃO (%) 50 60 70 80 90	Nível d'água (m) Profundidade (m) 15 21,00 22,00	Perfil Geológico (3) (4) FIM	Nível d'água: Início 24 horas 10 mn. 24 horas Início 10 mn. 3,00 Início 10 mn. 3,00 3,00		Estrato Geol/Ceoloc SOLO RESIDUAL ROCHA	Prof. Perfuração (m) 21,00 22,00	Manobra (m) 1,00 0,15	Recup. da Manobra (m) 15	Recuperação (%) 2	Nº de fragmentos 0	R Q D (%) A1	Grau de Alteração F5	Grau de Fraturamento C1	Coerência							
				Apresentando fraturas horizontais (F2), sem material de preenchimento (D1 e D1) e com superfícies irregulares FIM																		
Obs.: Furo paralisado por autorização do contratante devido ao risco de trancamento.				TEMPO AVANÇO	Perfil de Sondagem Mista		 R   C   O   N Geologia e Construção C/VII, Ltda (22) 2555-4420		Revestimento: Di=73,0mm D=63,5mm		Grau de Fraturamento F1 < 1 fra/m (Pouco fr.) F2 5 fra/m (Fraturada) F3 6-10 fra/m (Muito fr.) F4 11-20 fra/m (Extrem. fr.) F5 >20 fra/m (Fragmentada)		Grau de Alteração A1 Rocha Sã A2 Rocha Moderamente Alterada A3 Rocha Muito Alterada A4 Rocha Extremamente Alterada		Coerência C1 Coerente C2 Mediam. Coerente C3 Pouco Coerente C4 Incoerente		Consistência (Arg. e Sil. Arg.) < 2 golpes Muito mole 2 - 5 golpes Mole 6 - 10 golpes Média 11 - 19 golpes Rija >19 golpes Dura		Compactação (Areias e Siltes Aren.) 0 - 4 golpes Fofa 5 - 8 golpes Pouco Compacta 9 - 18 golpes Médiam. Compacta 19 - 40 golpes Compacta >40 golpes Muito Compacta		Método de Perfuração P Percussão L Lavagem Rotativa RW Rot. Wides RD Rot. Diamantada	

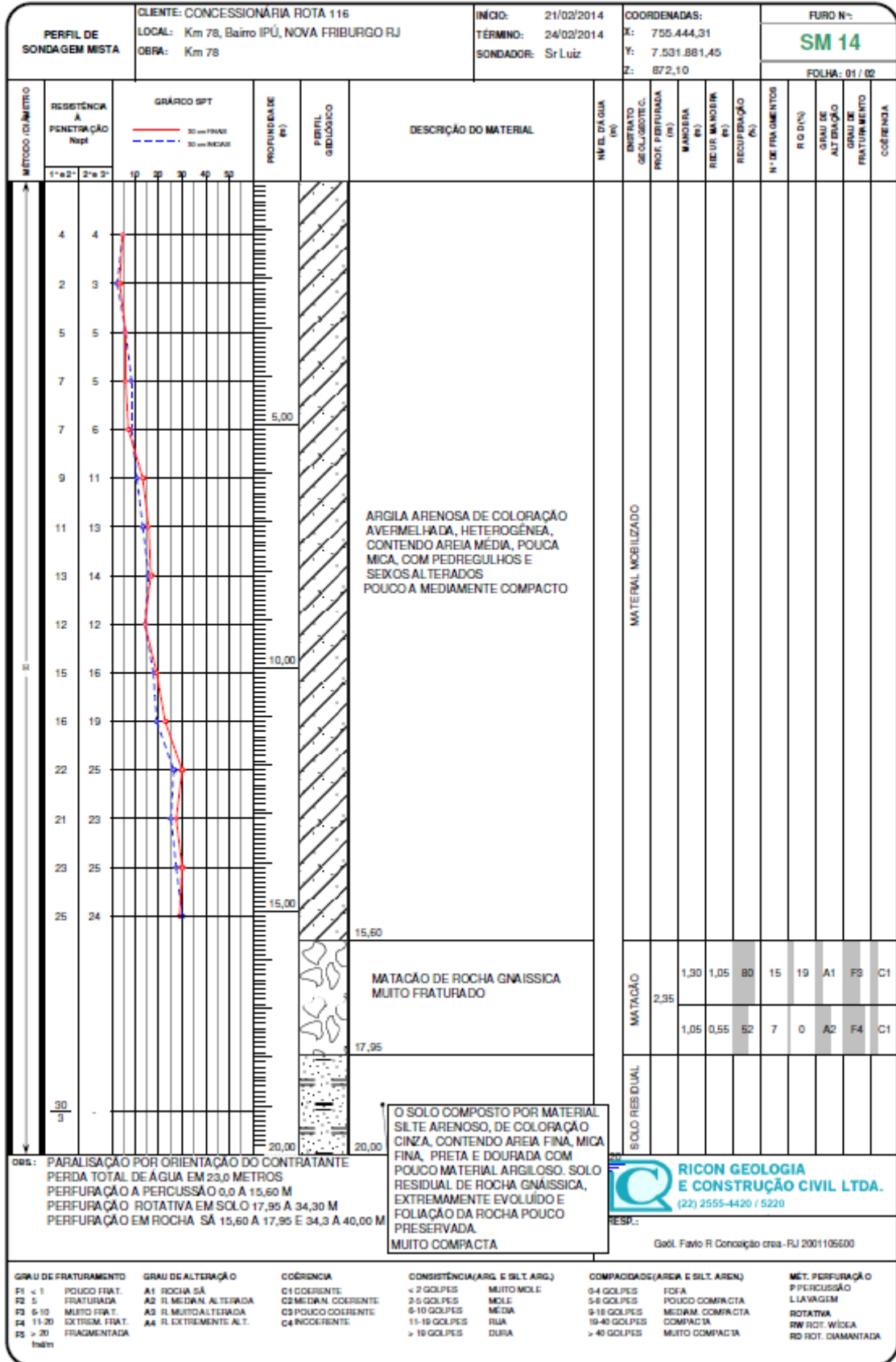


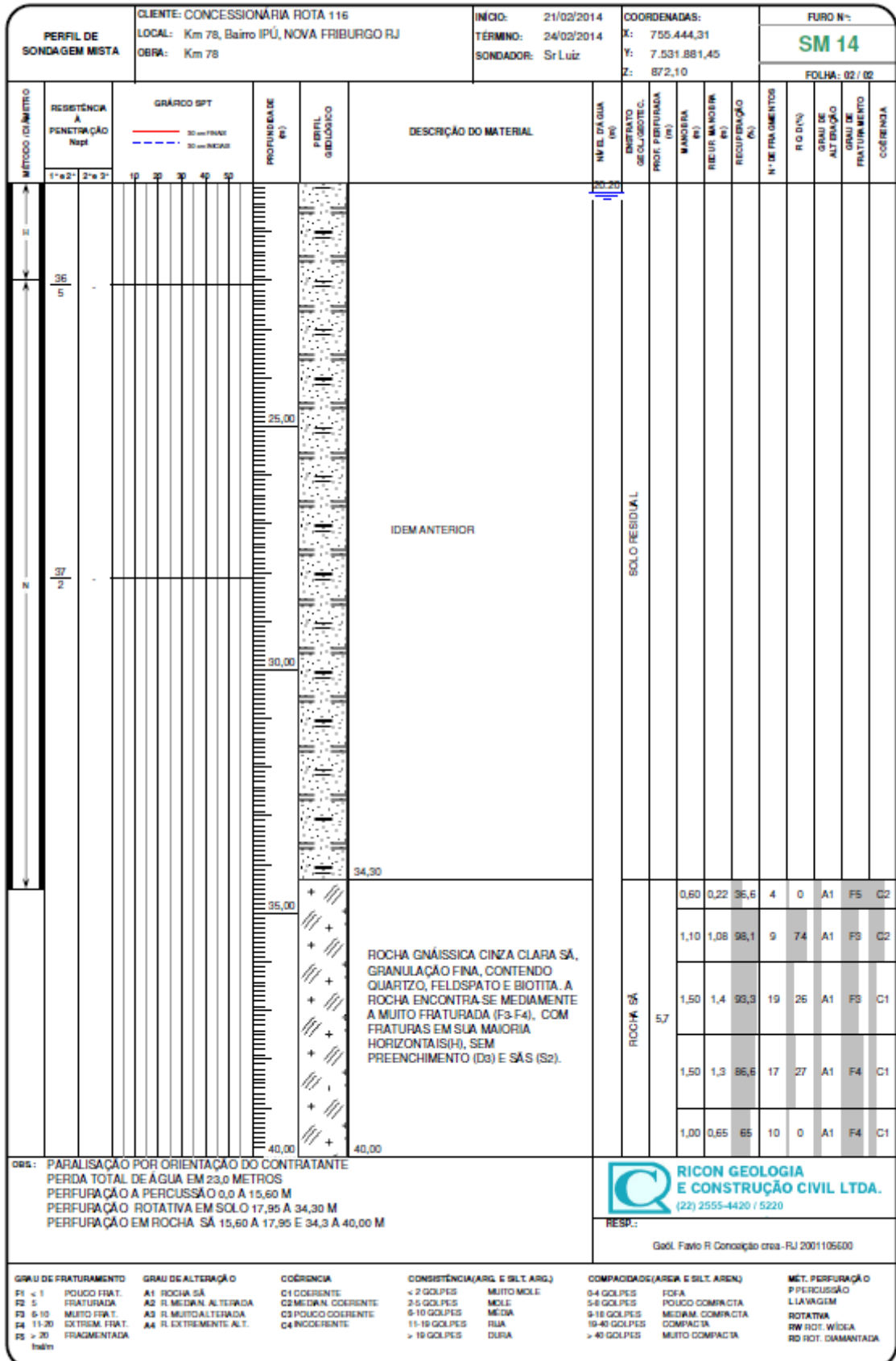




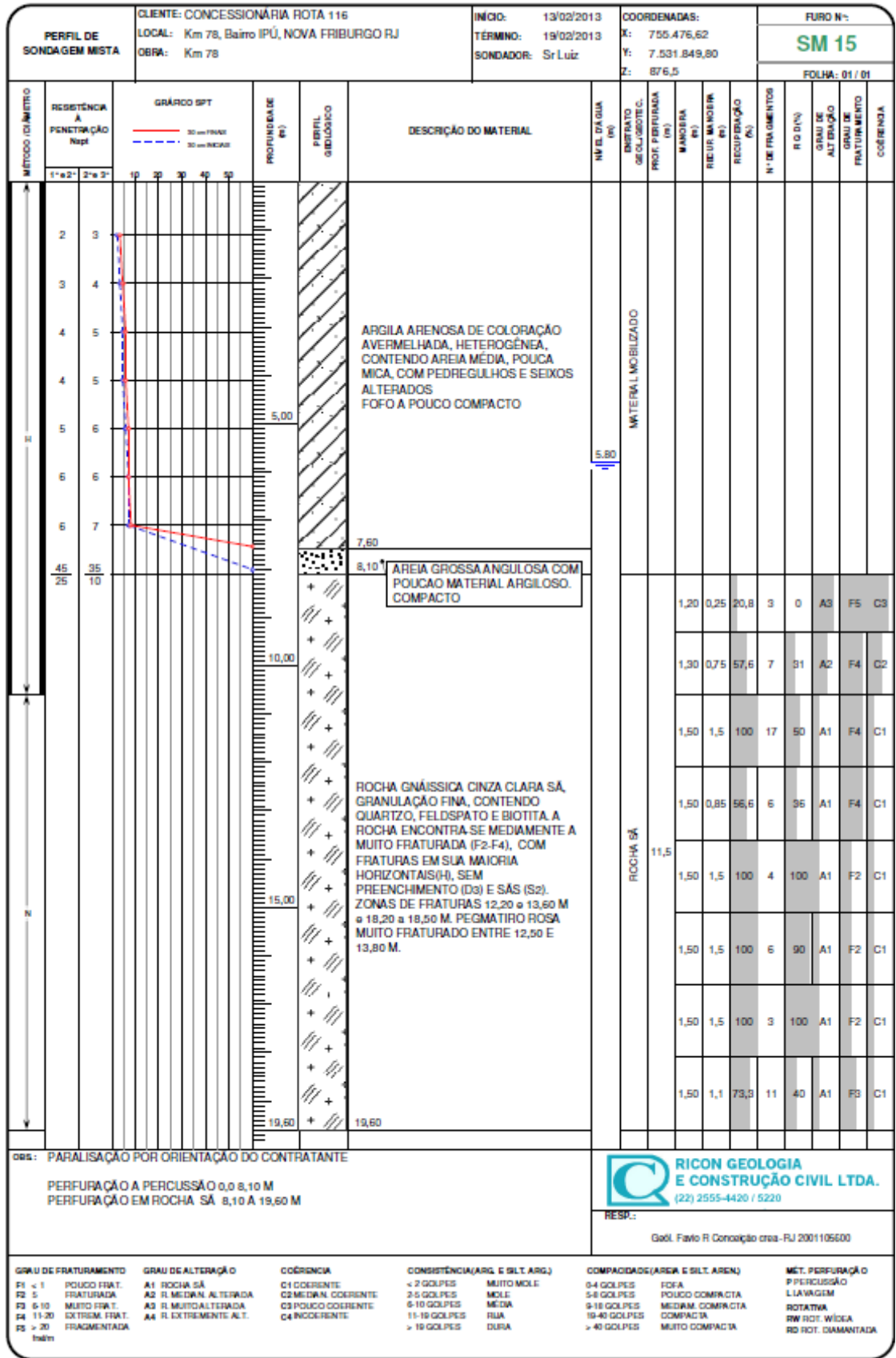


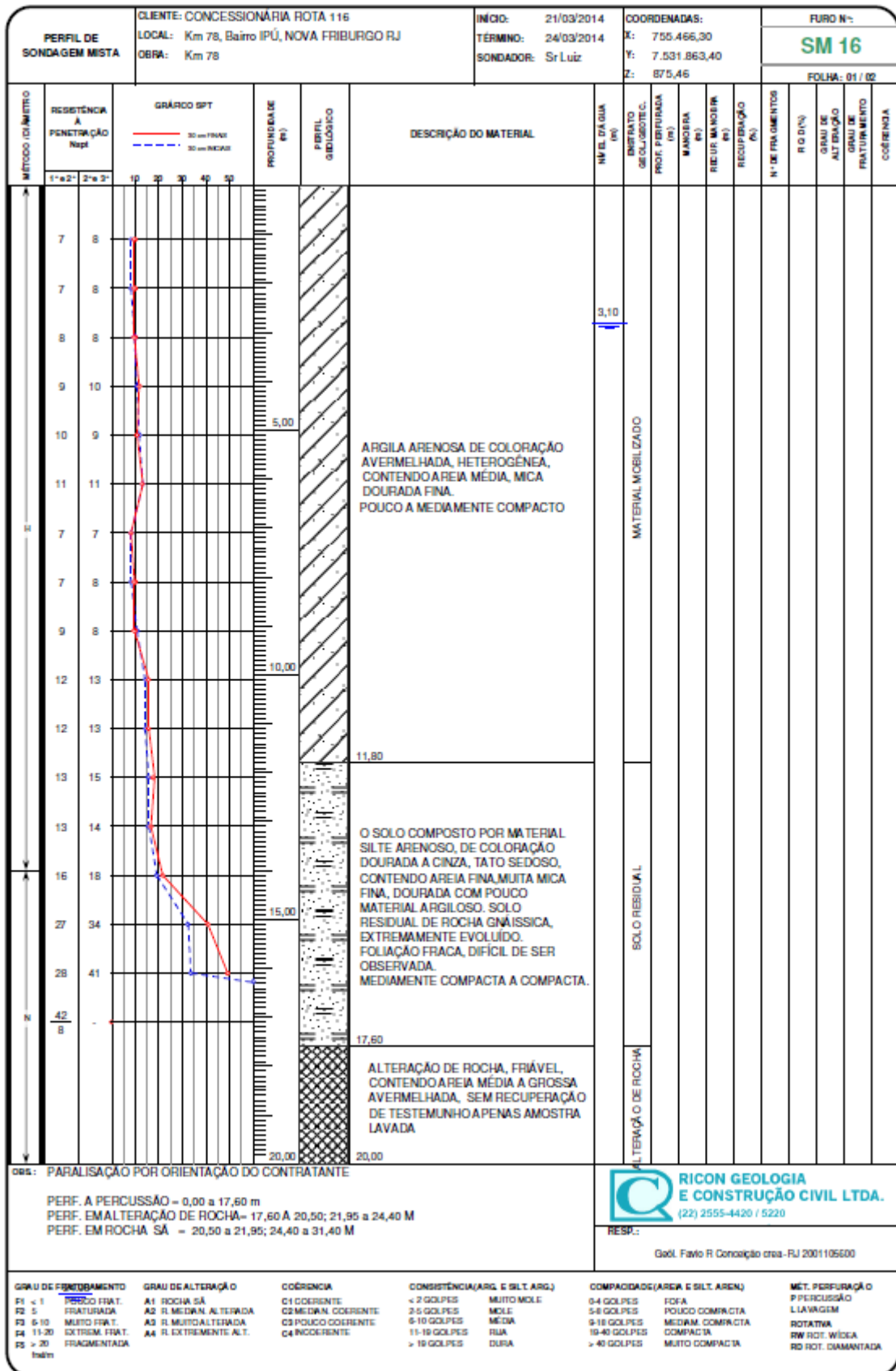


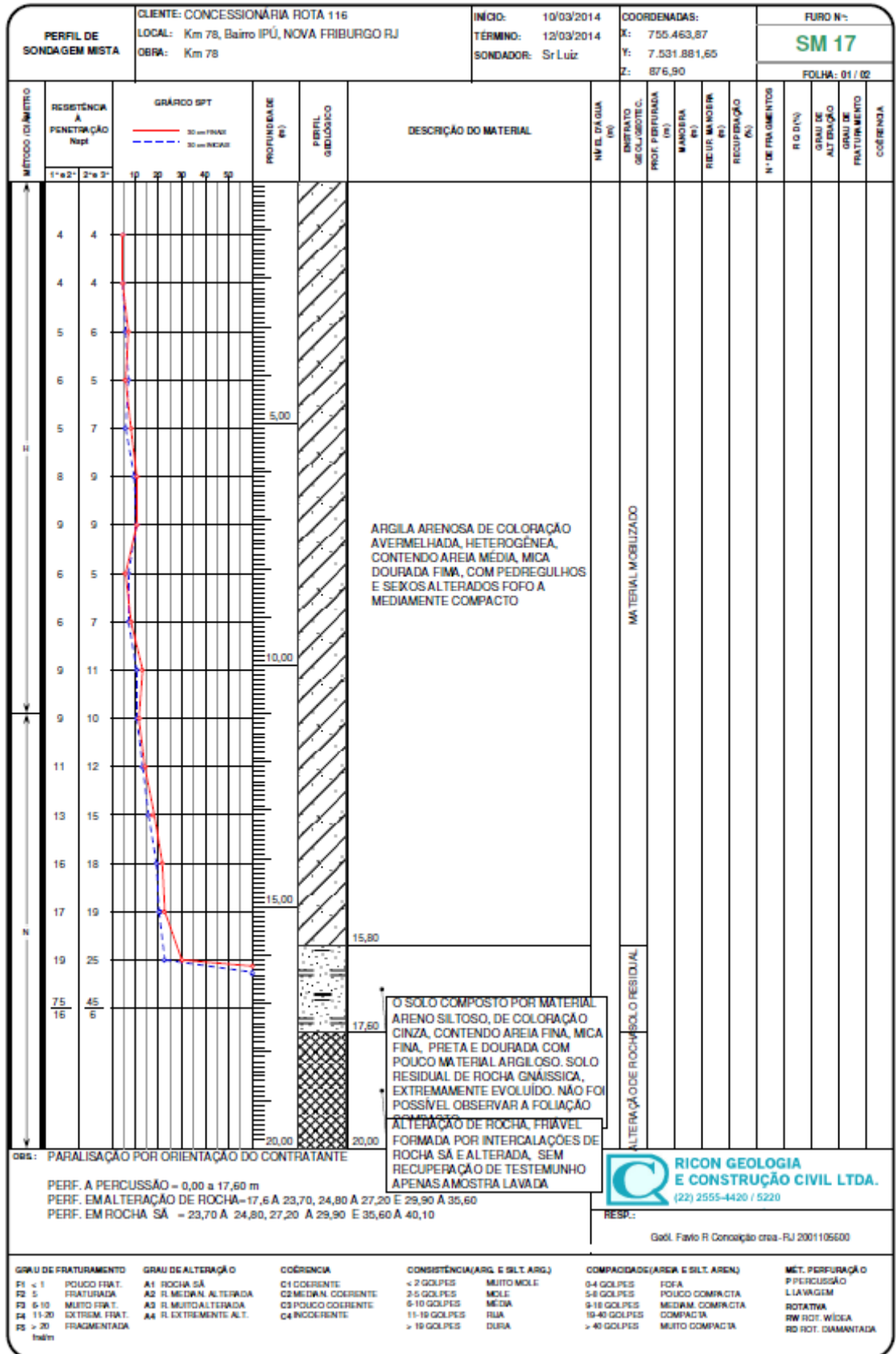


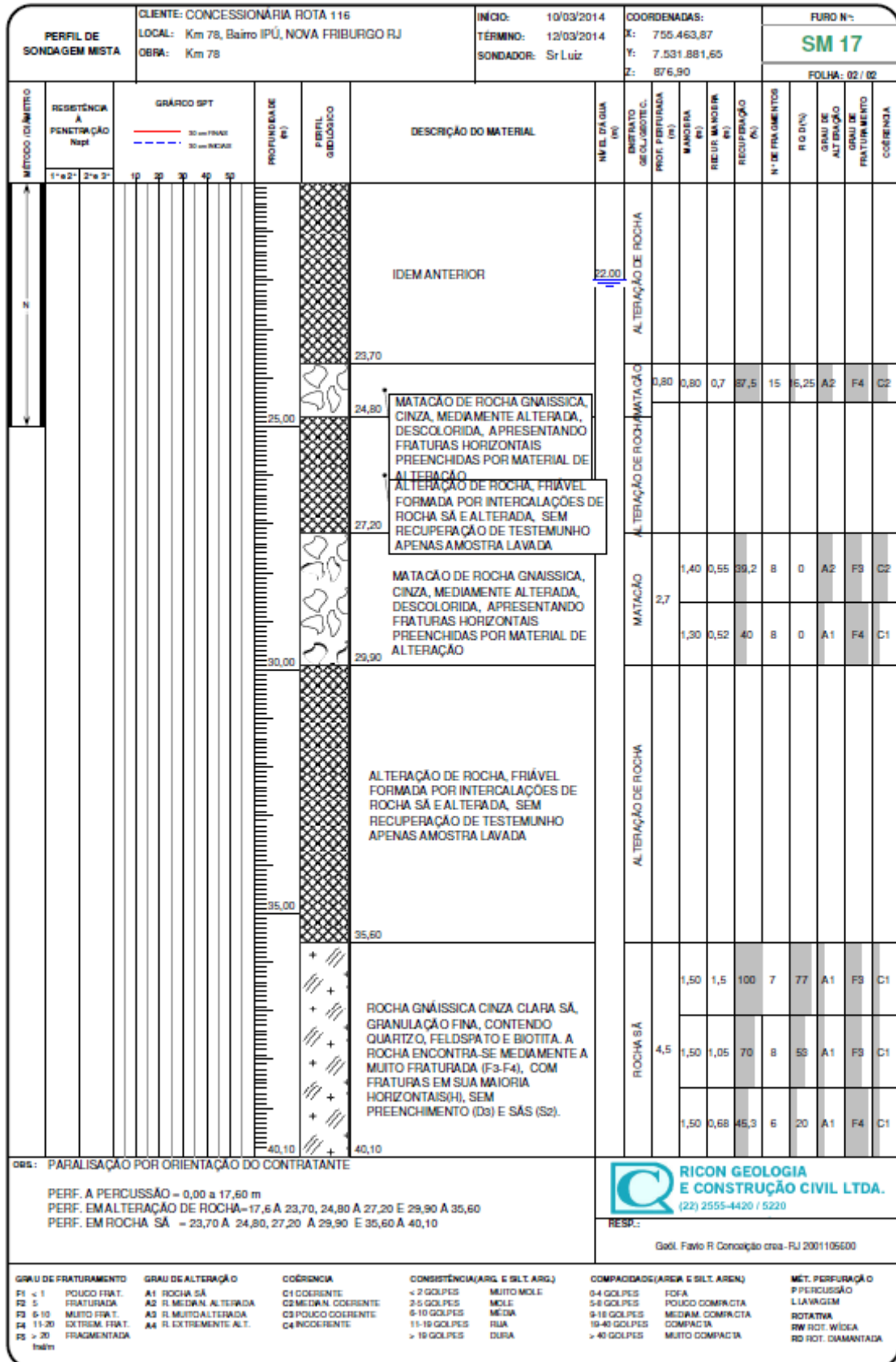


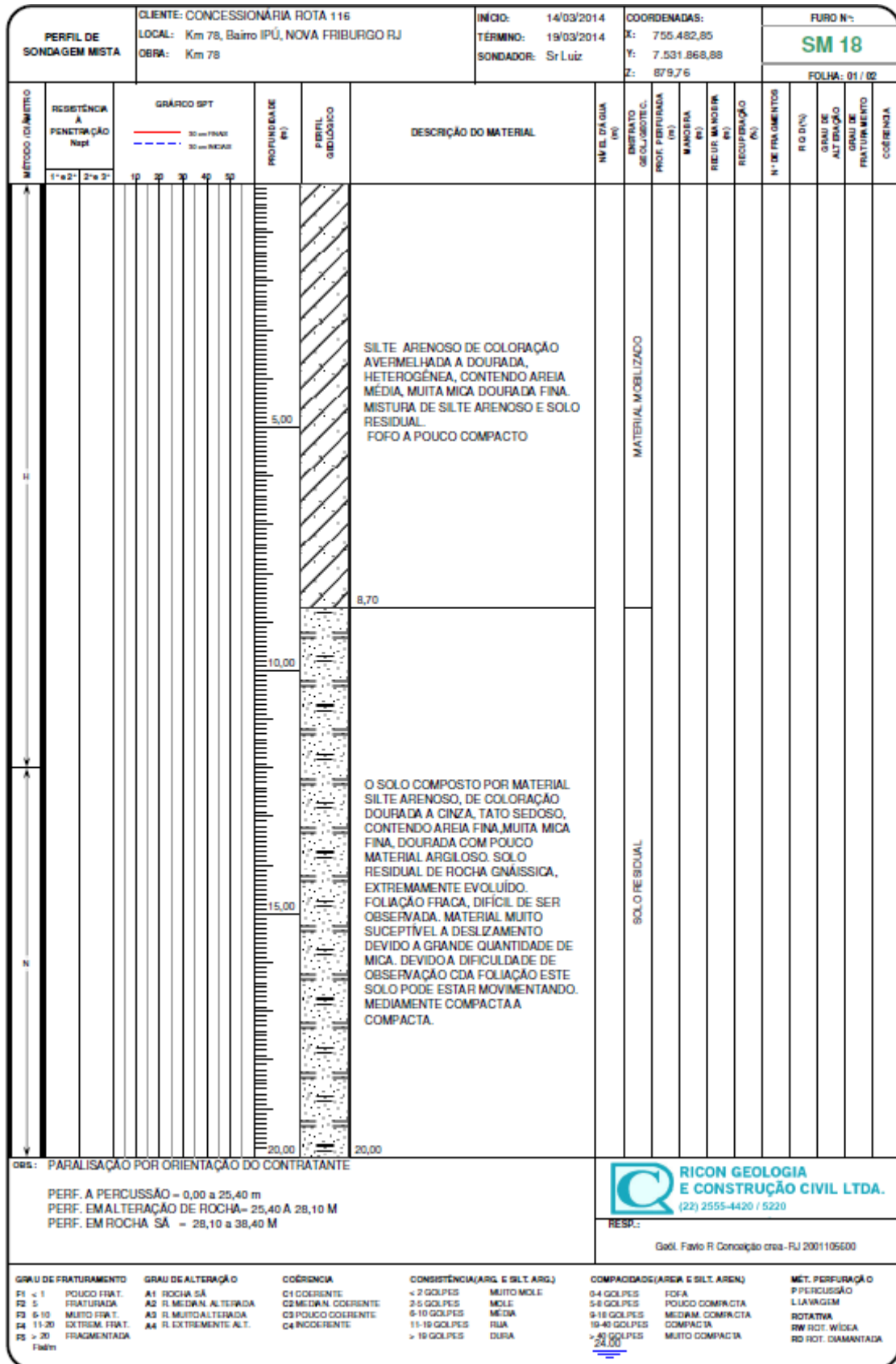


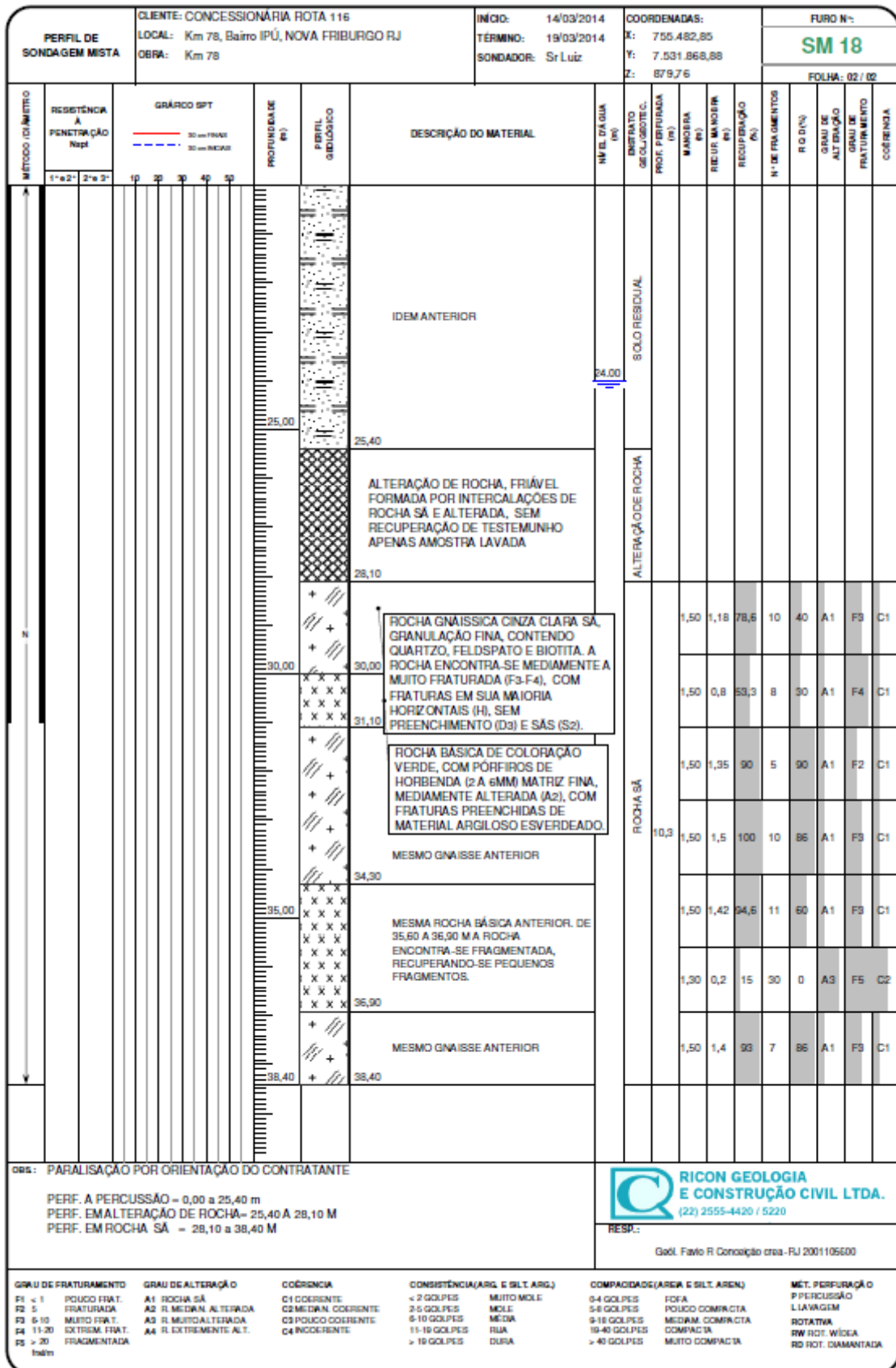


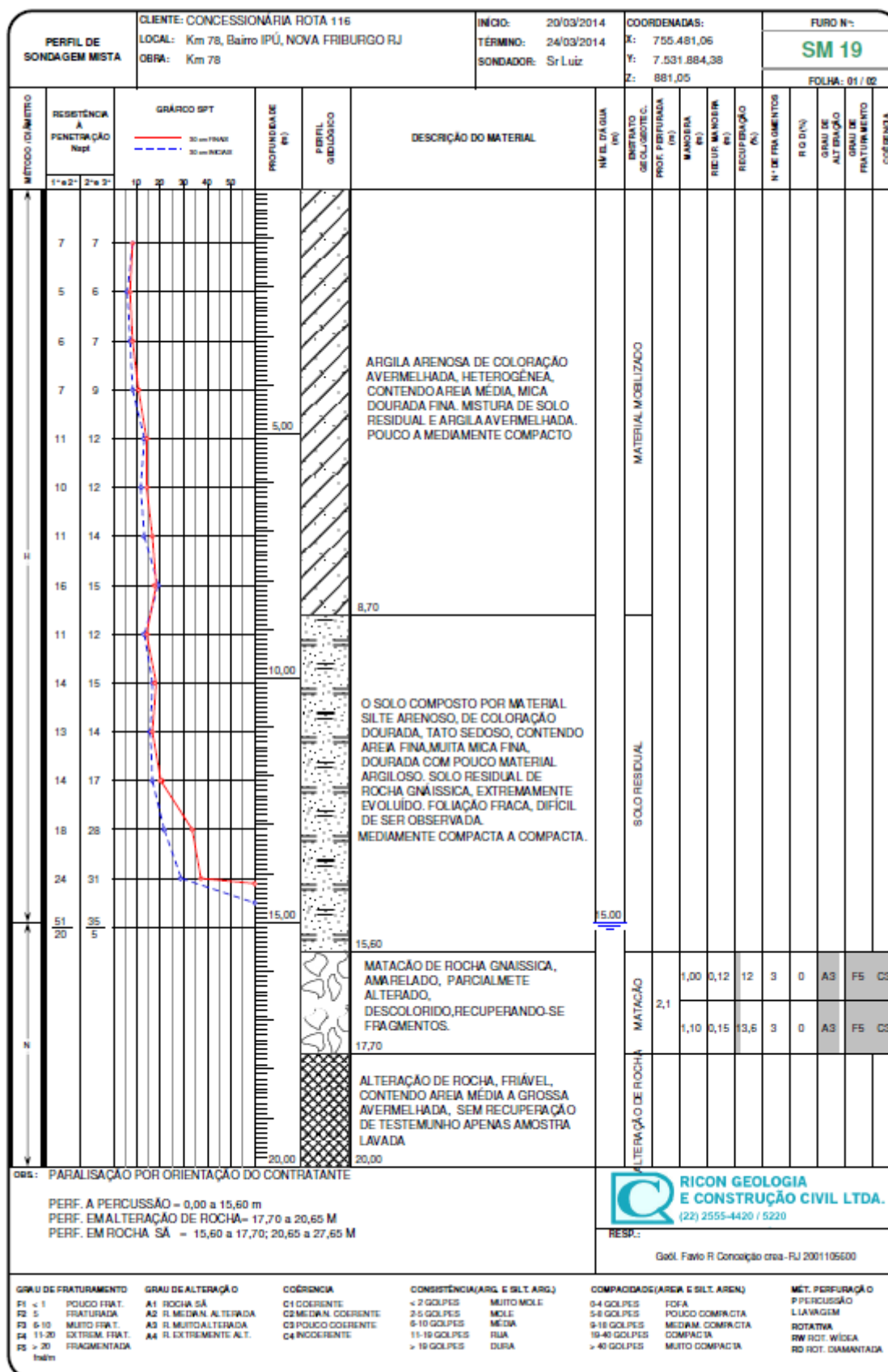


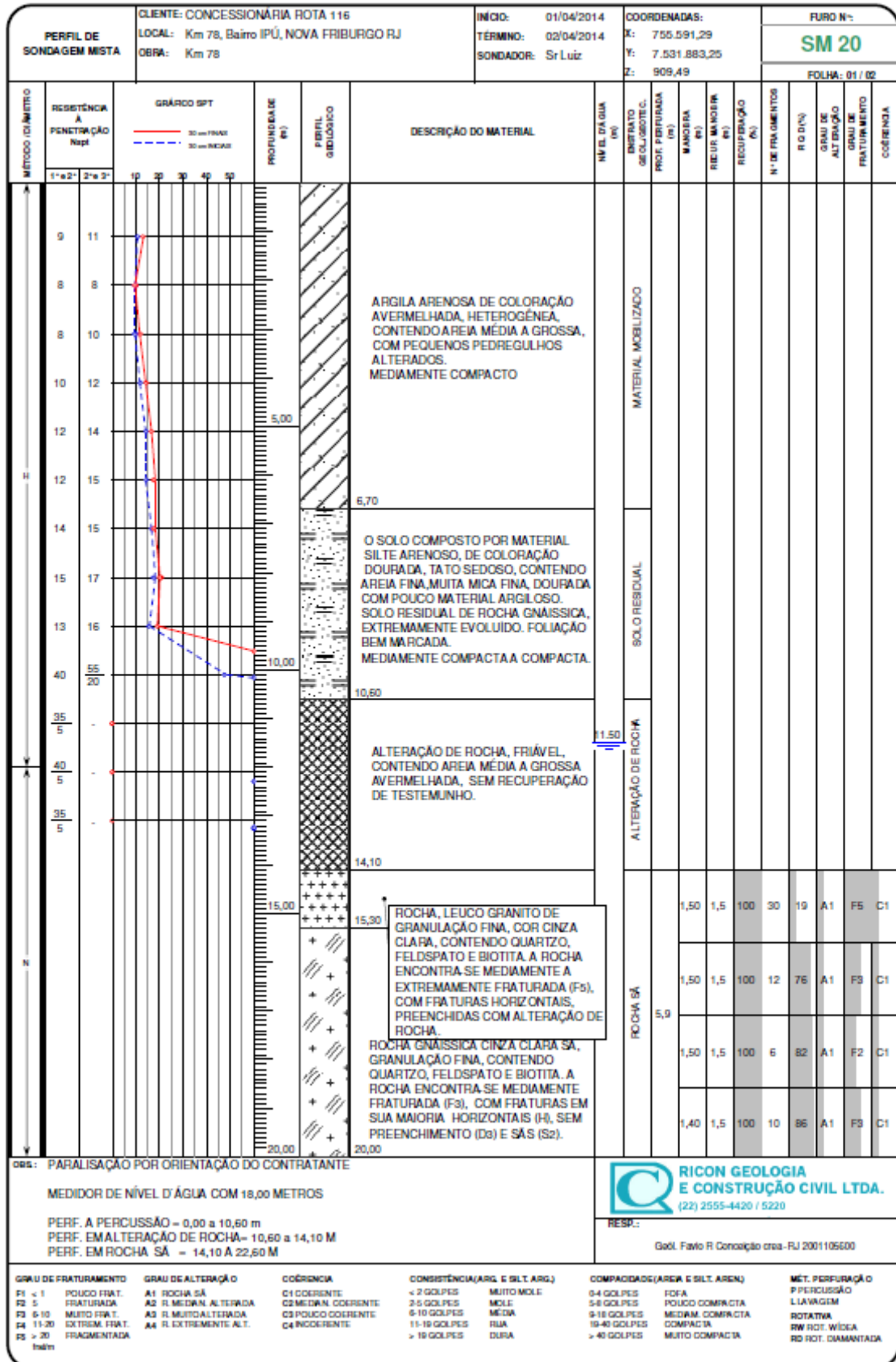




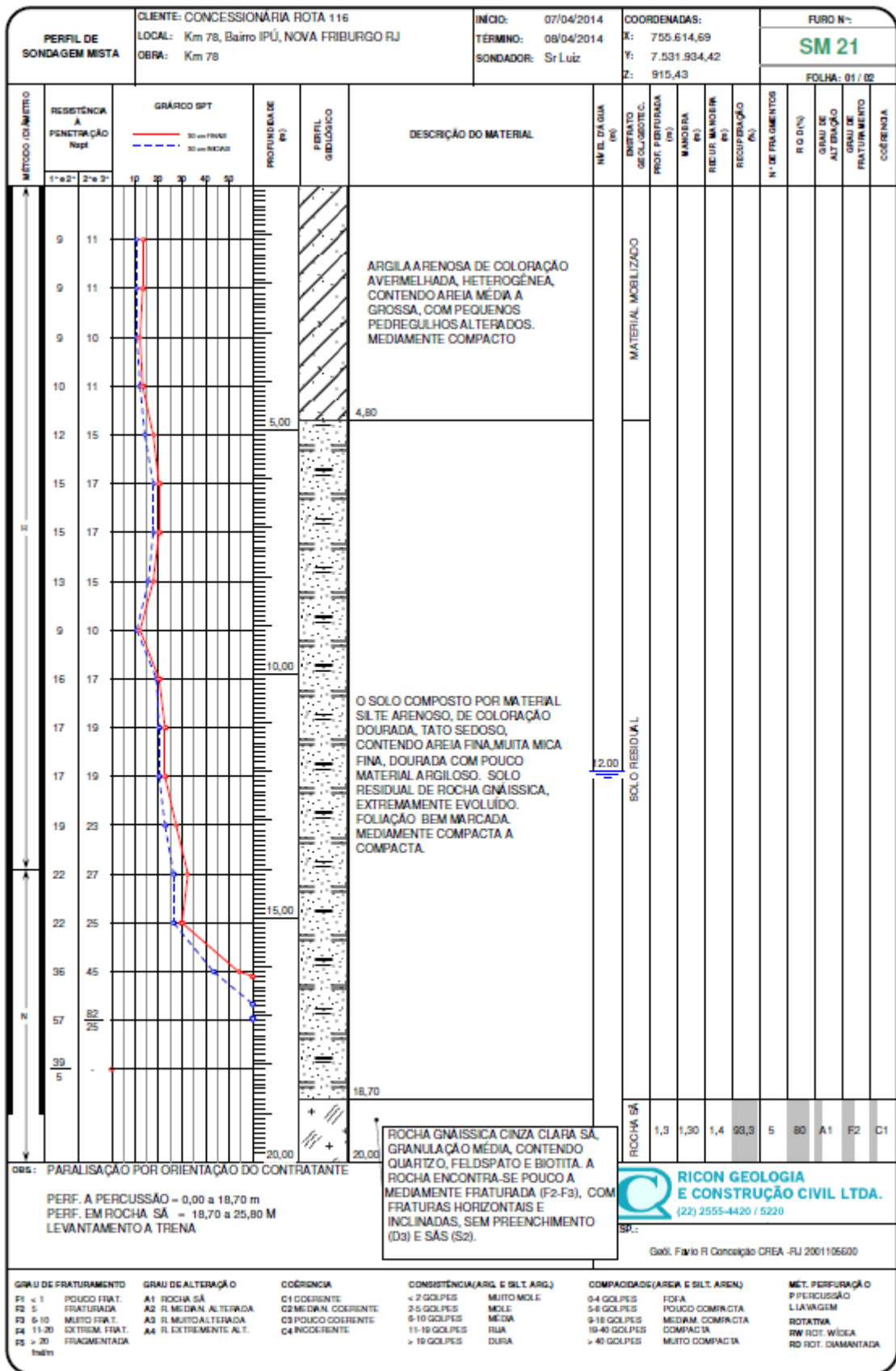


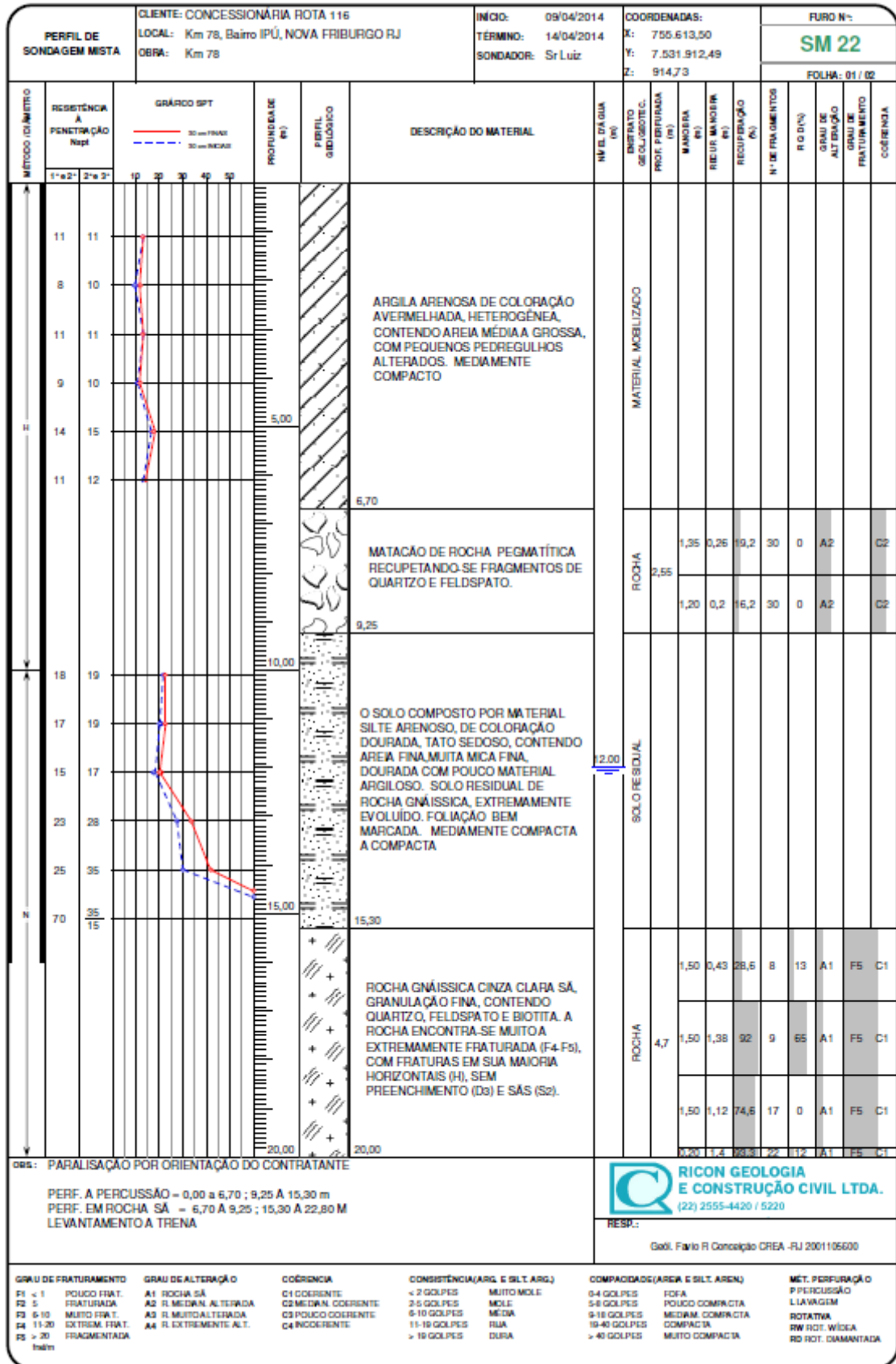


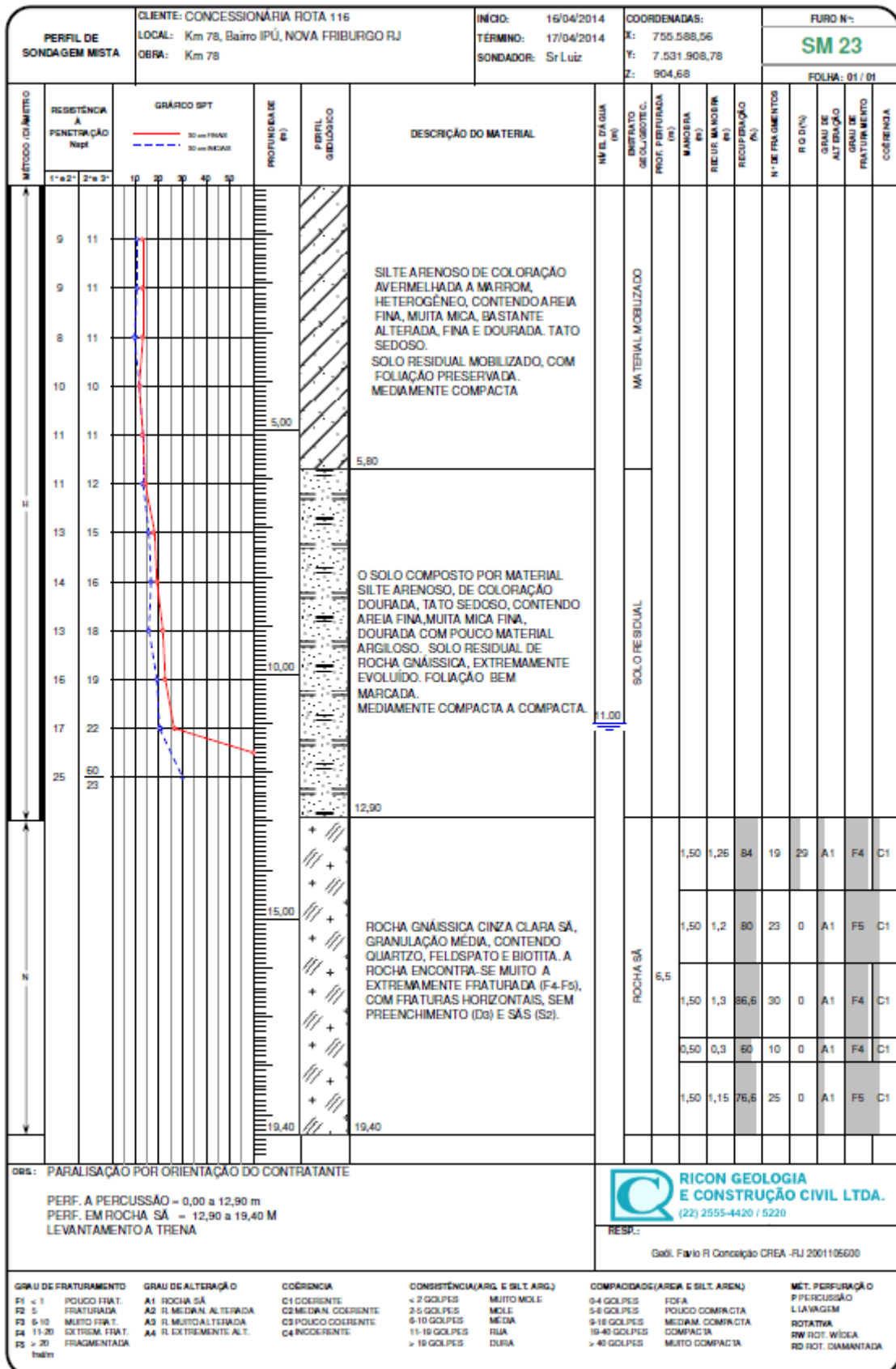


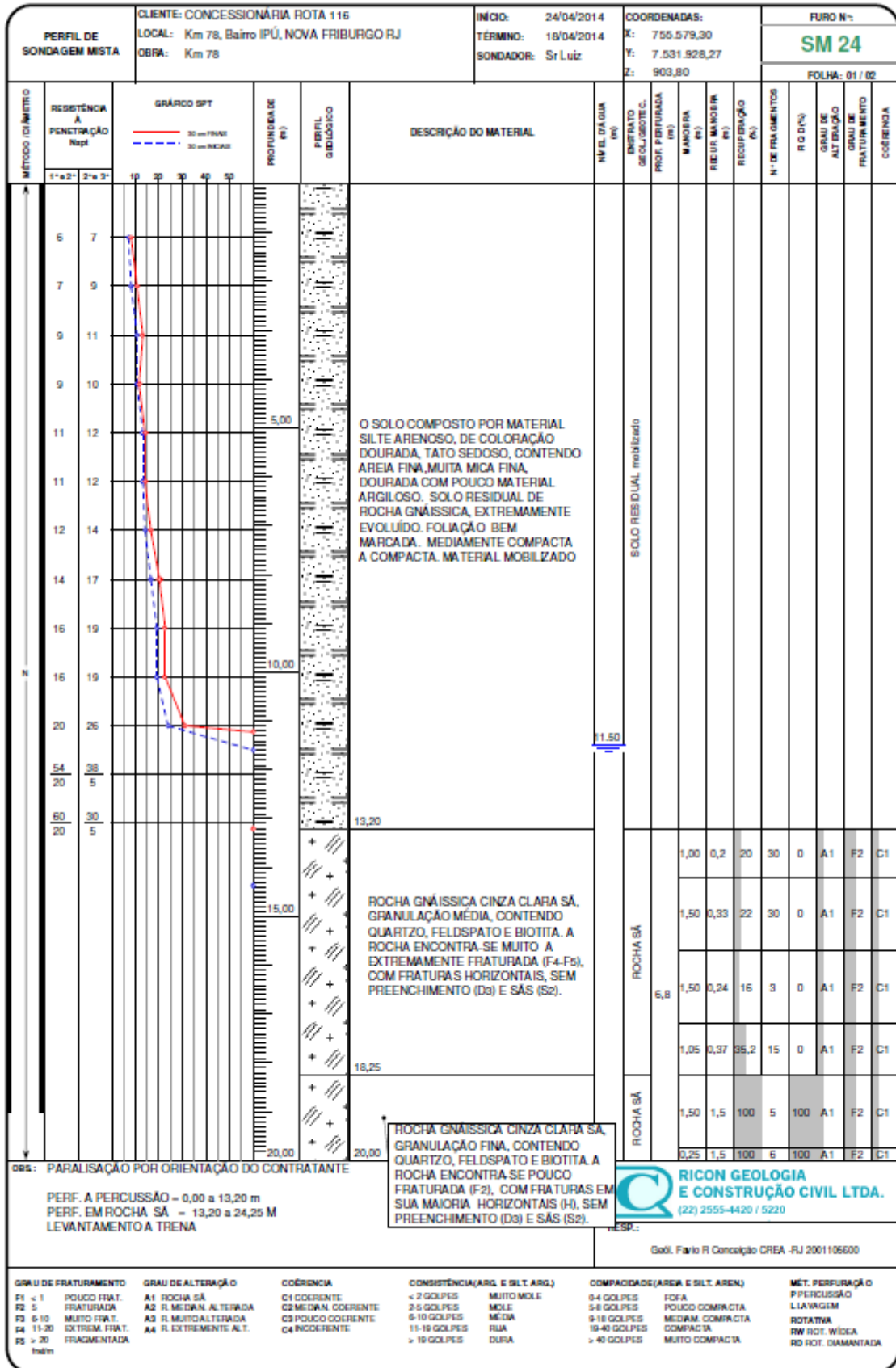


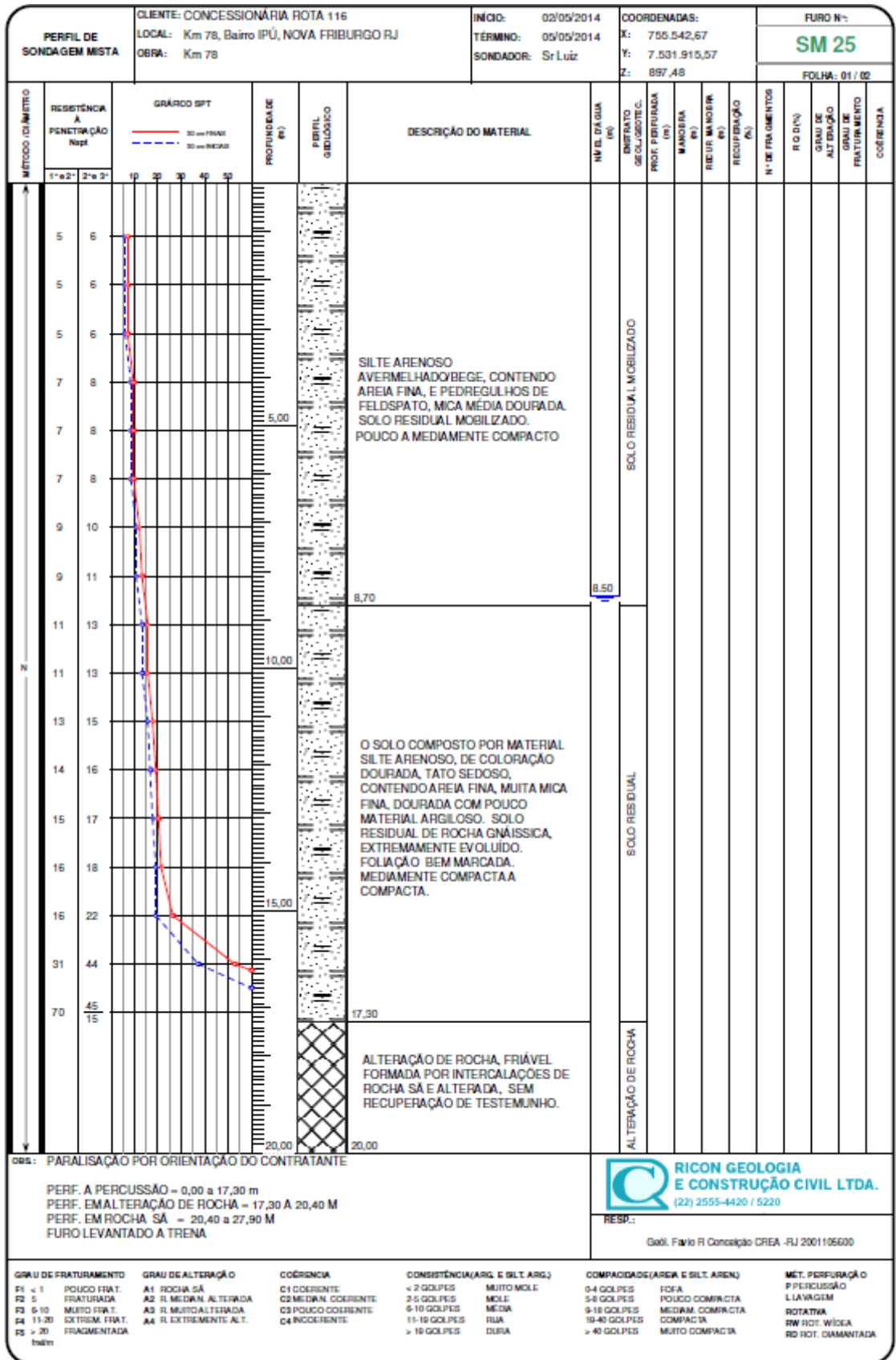




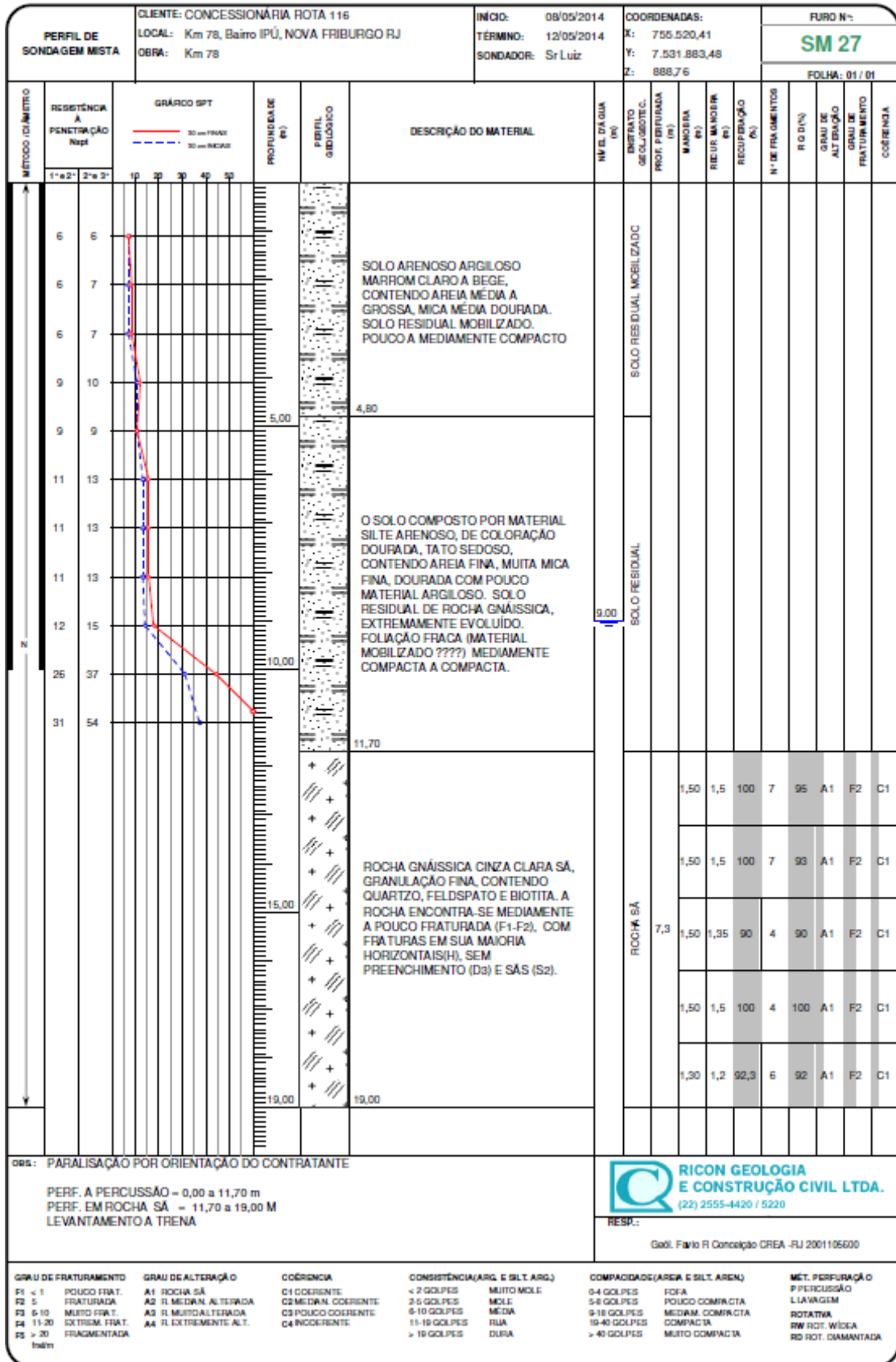


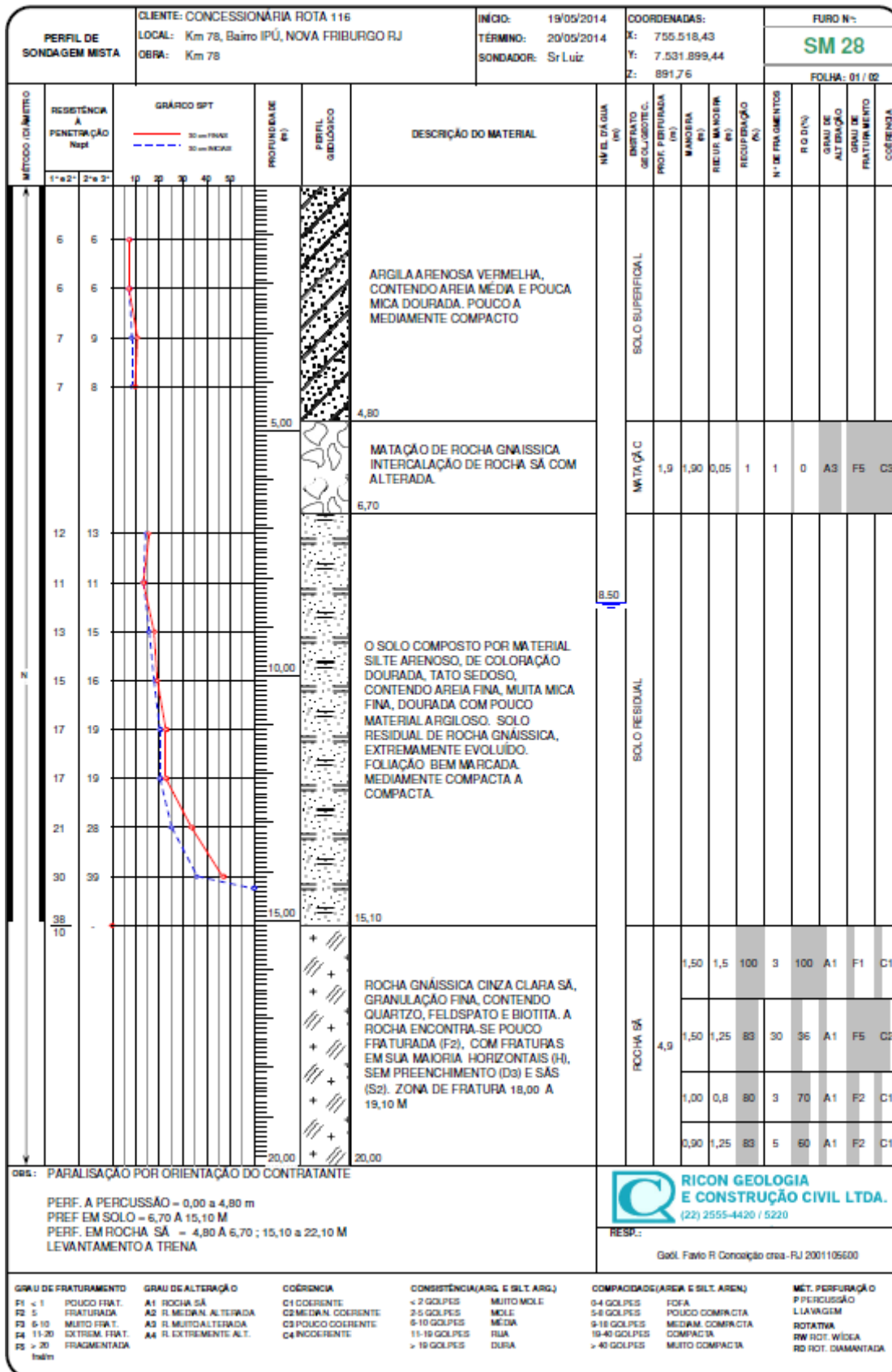




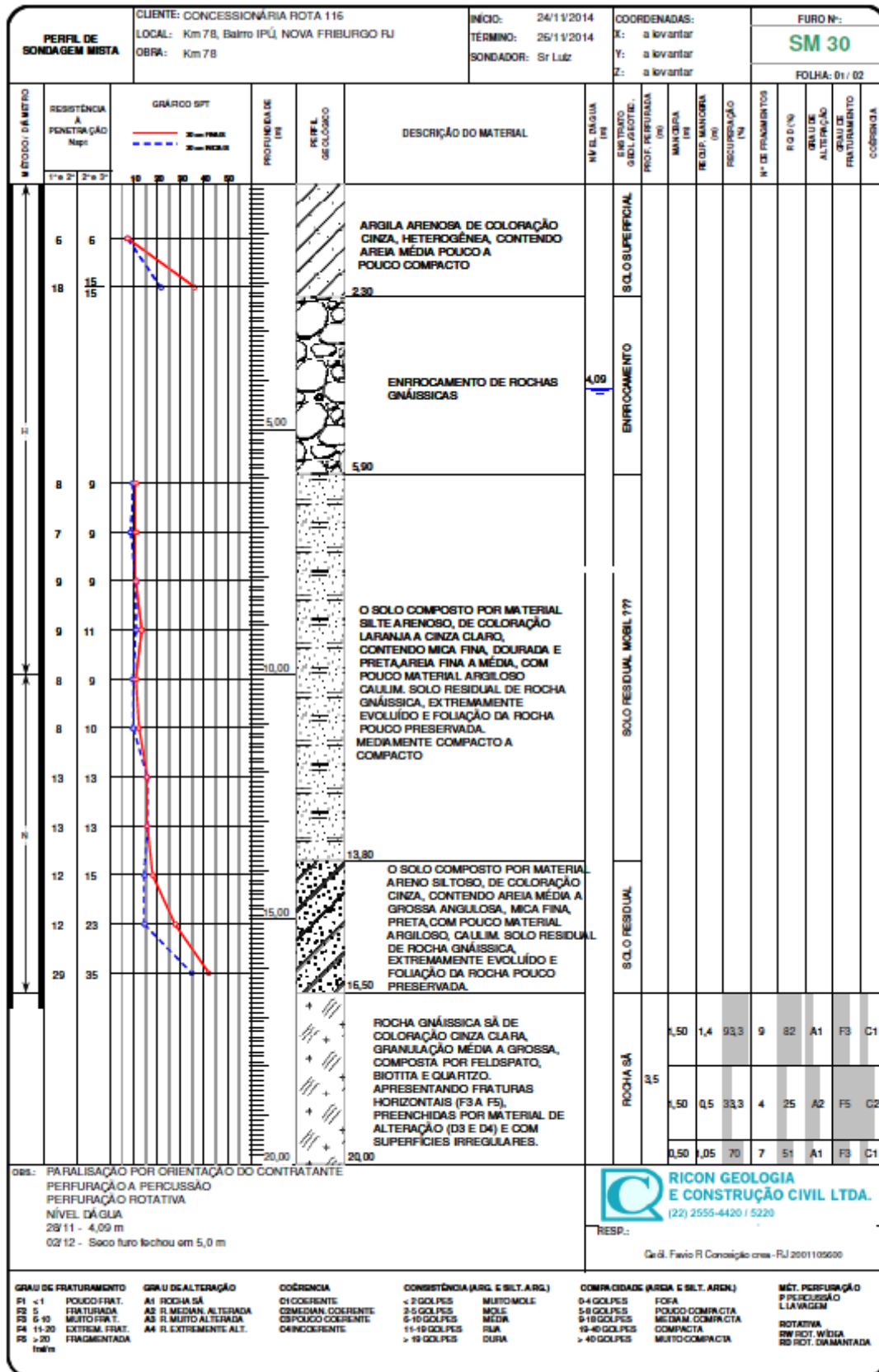


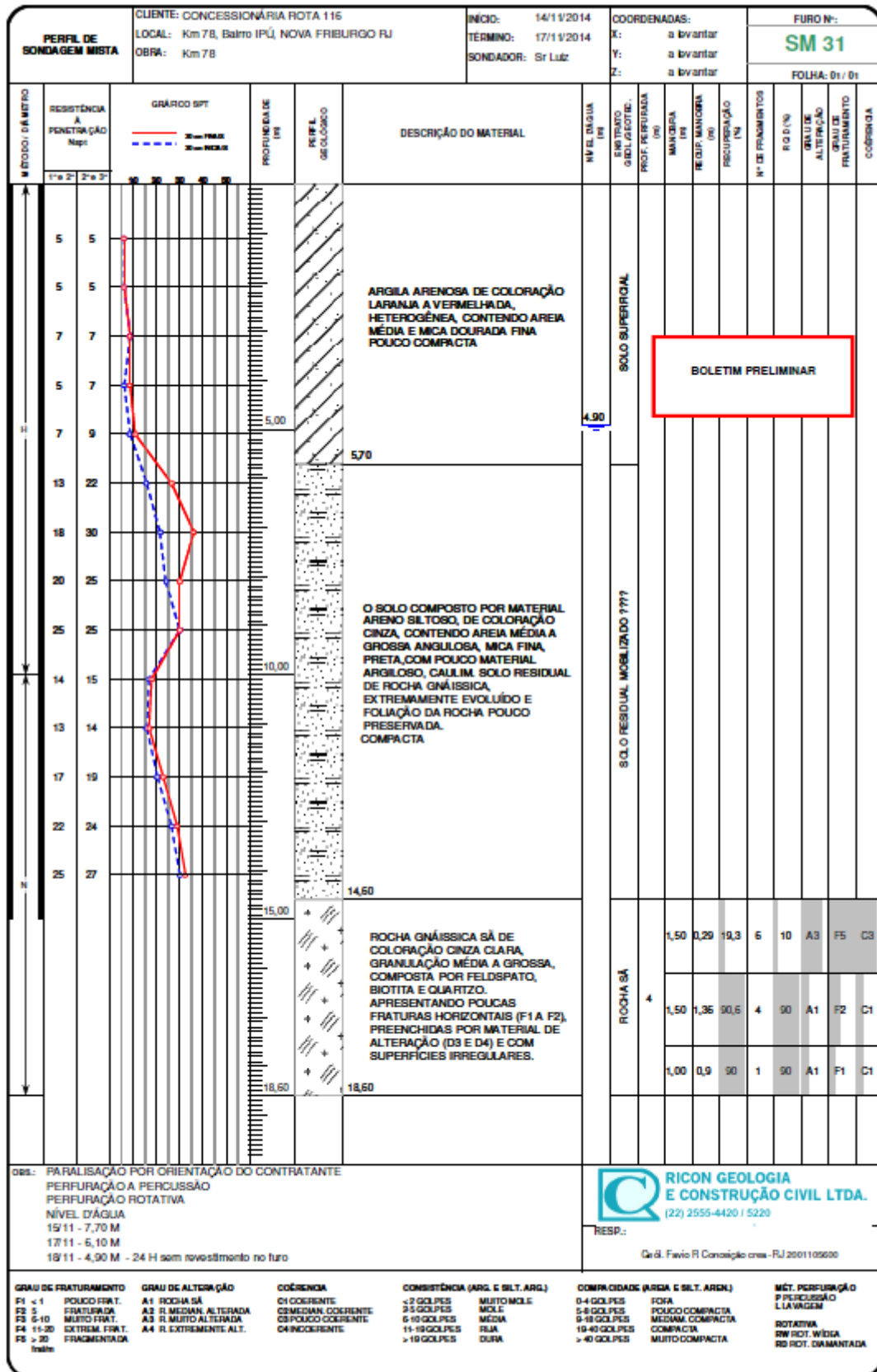
PERFIL DE SONDAGEM MISTA		CLIENTE: CONCESSIONARIA ROTA 116	INÍCIO: 06/05/2014	COORDENADAS:	FURO Nº:																																																	
LOCAL: Km 78, Bairro IPÚ, NOVA FRIBURGO RJ		TERMINO: 07/05/2014	SONDADOR: Sr Luiz	X: 7.555.548,79	SM 26																																																	
OBRAS: Km 78				Y: 7.531.899,81	FOLHA: 01 / 02																																																	
				Z: 896,32																																																		
MÉTODO (DIAMETRO)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO Napf	GRÁFICO SPT				PROFUNDIDADE (m)	PERFIL ORTOGÔNICO	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	Nº DE FOLGAS (N)	DISTRIBUIÇÃO GEOLÓGICA	PROF. PERFORADA (m)	MARQUEIRA (%)	RÍGIDEZ MAIOR (kg/cm²)	RECUPERAÇÃO (%)	Nº DE FRAGMENTOS	RQ D(%)	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	COERÊNCIA																																			
		1ª e 2ª	10	20	30															40	50																																	
	30 cm FINO		30 cm MÉDIO		30 cm GROSSO																																																	
<p>SILTE ARENOSO AVERMELHADO/BEGE, CONTENDO AREIA FINA, E PEDREGULHOS DE FELDSPATO, MICA MÉDIA DOURADA. SOLO RESIDUAL MOBILIZADO. POUCO A MEDIAMENTE COMPACTO</p> <p>O SOLO COMPOSTO POR MATERIAL SILTE ARENOSO, DE COLORAÇÃO DOURADA, TATO SEDOSO, CONTENDO AREIA FINA, MUITA MICA FINA, DOURADA COM POUCO MATERIAL ARGILOSO. SOLO RESIDUAL DE ROCHA GNÁISSICA, EXTREMAMENTE EVOLUIDO. FOLIAÇÃO BEM MARCADA. MEDIAMENTE COMPACTA COMPACTA.</p> <p>ALTERAÇÃO DE ROCHA, FRIÁVEL FORMADA POR INTERCALAÇÕES DE ROCHA SÁ E ALTERADA, SEM RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHO.</p> <p>ROCHA GNÁISSICA CINZA CLARA SÁ, GRANULAÇÃO FINA, CONTENDO QUARTZO, FELDSPATO E BIOTITA. DE 15,10 A 18,10, ROCHA POUCO COERENTE, PARCIALMENTE FRIÁVEL, DESCOLORIDA MUITO FRATURADA. A ROCHA ENCONTRA-SE MEDIAMENTE A POUCO FRATURADA (F1-F2), COM FRATURAS EM SUA MAIORIA HORIZONTAIS(H), SEM PREENCHIMENTO (Do) E SÁS (Sz).</p>																																																						
<p>6 6 7 9 10 11 11 11 14 15 16 17 19 34 39 65 20</p> <p>5,00 6,80 8,50 10,00 12,20 15,00 20,00</p>																																																						
<p>SOLO RESIDUAL MOBILIZADO</p> <p>SOLO RESIDUAL</p> <p>ALTERAÇÃO DE ROCHA</p> <p>ROCHA SÁ</p>																																																						
<p>Obs: PARALISAÇÃO POR ORIENTAÇÃO DO CONTRATANTE</p> <p>PERF. A PERCUSSÃO = 0,00 a 12,20 m  PERF. EM ALTERAÇÃO DE ROCHA = 12,20 A 15,10 M  PERF. EM ROCHA SÁ = 15,10 a 22,90 M  LEVANTAMENTO A TRENA</p>																																																						
<p>RICON GEOLOGIA E CONSTRUÇÃO CIVIL LTDA.  (22) 2555-4420 / 5220</p> <p>RESP: Geól. Flávio R Conceição CREA - RJ 2001105600</p>																																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>GRAU DE FRATURAMENTO</th> <th>GRAU DE ALTERAÇÃO</th> <th>COERÊNCIA</th> <th>CONSISTÊNCIA(ARG. E SILT ARG.)</th> <th>COMPACTIDADE(ÁREA E SILT. AREN.)</th> <th>MÉT. PERFORAÇÃO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F1 &lt; 1</td> <td>A1 ROCHA SÁ</td> <td>C1 COERENTE</td> <td>&lt; 2 GOLPES</td> <td>&lt; 4 GOLPES</td> <td>P PERCUSSÃO</td> </tr> <tr> <td>F2 5</td> <td>A2 R. MÉDIA ALTERADA</td> <td>C2 MÉDIA COERENTE</td> <td>2-5 GOLPES</td> <td>5-8 GOLPES</td> <td>L LAVAGEM</td> </tr> <tr> <td>F3 6-10</td> <td>A3 R. MUITO ALTERADA</td> <td>C3 POUCO COERENTE</td> <td>6-10 GOLPES</td> <td>9-18 GOLPES</td> <td>ROTATVA</td> </tr> <tr> <td>F4 11-20</td> <td>A4 R. EXTREMAMENTE ALT.</td> <td>C4 INCOERENTE</td> <td>11-18 GOLPES</td> <td>19-40 GOLPES</td> <td>RW ROT. WIDEA</td> </tr> <tr> <td>F5 &gt; 20</td> <td></td> <td></td> <td>&gt; 18 GOLPES</td> <td>&gt; 40 GOLPES</td> <td>RD ROT. DIAMANTADA</td> </tr> </tbody> </table>																			GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE ALTERAÇÃO	COERÊNCIA	CONSISTÊNCIA(ARG. E SILT ARG.)	COMPACTIDADE(ÁREA E SILT. AREN.)	MÉT. PERFORAÇÃO	F1 < 1	A1 ROCHA SÁ	C1 COERENTE	< 2 GOLPES	< 4 GOLPES	P PERCUSSÃO	F2 5	A2 R. MÉDIA ALTERADA	C2 MÉDIA COERENTE	2-5 GOLPES	5-8 GOLPES	L LAVAGEM	F3 6-10	A3 R. MUITO ALTERADA	C3 POUCO COERENTE	6-10 GOLPES	9-18 GOLPES	ROTATVA	F4 11-20	A4 R. EXTREMAMENTE ALT.	C4 INCOERENTE	11-18 GOLPES	19-40 GOLPES	RW ROT. WIDEA	F5 > 20			> 18 GOLPES	> 40 GOLPES	RD ROT. DIAMANTADA
GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE ALTERAÇÃO	COERÊNCIA	CONSISTÊNCIA(ARG. E SILT ARG.)	COMPACTIDADE(ÁREA E SILT. AREN.)	MÉT. PERFORAÇÃO																																																	
F1 < 1	A1 ROCHA SÁ	C1 COERENTE	< 2 GOLPES	< 4 GOLPES	P PERCUSSÃO																																																	
F2 5	A2 R. MÉDIA ALTERADA	C2 MÉDIA COERENTE	2-5 GOLPES	5-8 GOLPES	L LAVAGEM																																																	
F3 6-10	A3 R. MUITO ALTERADA	C3 POUCO COERENTE	6-10 GOLPES	9-18 GOLPES	ROTATVA																																																	
F4 11-20	A4 R. EXTREMAMENTE ALT.	C4 INCOERENTE	11-18 GOLPES	19-40 GOLPES	RW ROT. WIDEA																																																	
F5 > 20			> 18 GOLPES	> 40 GOLPES	RD ROT. DIAMANTADA																																																	











BOLETIM PRELIMINAR

