

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Juliano Augusto Nietiedt

**ATERROS INSTRUMENTADOS SOBRE SOLOS MOLES:
ESTUDO DE CASO NA BR-448**

Porto Alegre
novembro 2014

JULIANO AUGUSTO NIETIEDT

**ATERROS INSTRUMENTADOS SOBRE SOLOS MOLES:
ESTUDO DE CASO NA BR-448**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Fernando Schnaid

Porto Alegre
novembro 2014

JULIANO AUGUSTO NIETIED

**ATERROS INSTRUMENTADOS SOBRE SOLOS MOLES:
ESTUDO DE CASO NA BR-448**

Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de novembro de 2014

Prof. Fernando Schnaid
PhD pela University of Oxford/Inglaterra
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Fernando Schnaid (UFRGS)
PhD pela University of Oxford/Inglaterra

André Luiz Hebmuller
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Daniel Winter
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Olavo e Leny, por todo o apoio e incentivo que me deram, desde pequeno até hoje.

Dedico este trabalho também àquela que sempre me inspirou e com muito amor me acompanhou desde o início do curso de Engenharia. Minha amiga e companheira, meu amor, Aline.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Fernando Schnaid, orientador deste trabalho, pelo tempo dedicado e aos conhecimentos passados durante todo o Curso de Engenharia, em especial neste último ano. Agradeço pelo estímulo e pelos conselhos que despertaram a paixão pela Geotecnia e me fizeram escolher essa área de atuação.

Agradeço ao Engenheiro André Luiz Hebmuller, que além dos conhecimentos e dados da obra passados, foi um grande incentivador e amigo. Agradeço por ter me dado a oportunidade de aprender com sua experiência e poder aplicar os conhecimentos a prática da engenharia geotécnica.

Agradeço a empresa Magna Engenharia Ltda. por ter disponibilizado os dados necessários ao desenvolvimento do trabalho.

Agradeço a Profa. Carin Maria Schmitt, coordenadora das disciplinas de TCC, por todo o esforço e empenho dedicados que muito auxiliaram no desenvolvimento deste trabalho.

Perdido seja para nós aquele dia em que não se dançou
nem uma vez! E falsa seja para nós toda a verdade que não
tenha sido acompanhada por uma risada!

Friedrich Nietzsche

RESUMO

A construção de aterros sobre solos moles trás consigo grandes dificuldades devido à baixa capacidade de suporte desses solos e as incertezas quanto ao seu comportamento. Além das diversas técnicas construtivas existentes para se lidar com os grandes recalques, longos tempos de adensamento e baixa capacidade do material, o acompanhamento contínuo durante sua execução por meio de uma instrumentação de campo é imprescindível para o sucesso da obra. Este trabalho é um estudo de caso dos aterros instrumentados sobre solos moles da rodovia BR-448 (Rodovia do Parque), situada na região metropolitana de Porto Alegre. Construída nas planícies de inundação dos rios Sinos e Gravataí, a rodovia foi inaugurada em dezembro de 2013 com a finalidade de aliviar os longos congestionamentos na BR-116. Através de uma boa campanha de investigações geotécnicas foi possível determinar os parâmetros que regem o comportamento desse solo. Sondagens SPT, ensaios de piezocone, palheta e adensamento são indispensáveis para que se possa projetar e prever o desempenho de obras sobre solos moles. Diversas técnicas construtivas foram aplicadas a esta obra, como a construção por etapas, utilização de bermas de equilíbrio, geogrelhas, geodrenos verticais, construção sobre colunas granulares e também combinações delas. Além das investigações de campo e laboratório foi necessário que se instrumentasse e acompanhasse, de maneira contínua, toda a obra, dado que existem muitas incertezas nas previsões feitas na fase de projeto. A instrumentação de campo, através de medidas de deslocamentos verticais e horizontais, poropressões e distorções, é capaz de prever e denunciar possíveis rupturas, possibilitando medidas corretivas. Através de técnicas de análise aplicadas a dados da instrumentação de campo foi possível verificar a segurança quanto a ruptura e identificar processos mobilizados durante a construção dos aterros sobre solos moles da rodovia.

Palavras-chave: Aterros Sobre Solos Moles. BR-448. Instrumentação de Campo. Placas de Recalque. Inclínômetro. Distorções. Segurança contra Ruptura.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho	24
Figura 2 – (A) Medida de poropressão em dois pontos e (B) detalhe da poropressão atuando na ponta	30
Figura 3 – Classificação de solos a partir dos dados de piezocone (B_q)	32
Figura 4 – Classificação de solos a partir dos dados de piezocone (F_r)	32
Figura 5 – Componentes do equipamento para ensaio de palheta	36
Figura 6 – Ensaio de adensamento: determinação da tensão de pré-adensamento pelo método de Casagrande e indicação dos trechos pré e normalmente adensados .	39
Figura 7 – Esquema de câmara de ensaio triaxial	40
Figura 8 – Substituição do material mole com aterro de conquista	41
Figura 9 – Aterros com bermas de equilíbrio conjugados com reforço de geotextil	42
Figura 10 – Aterro com drenos verticais	43
Figura 11 – Aterros construídos com material leve	44
Figura 12 – Aterros reforçados com colunas de solo com ligante	44
Figura 13 – Aterros reforçados com colunas granulares: etapas da execução – vibrossubstituição	45
Figura 14 – Placas de recalque típicas	48
Figura 15 – Detalhe de um extensômetro magnético	49
Figura 16 – Esquemática de um perfilômetro	50
Figura 17 – Detalhe esquemático de um inclinômetro: (A) e (B) tubo inclinométrico e sonda inclinométrica; (C) sonda inclinométrica; (D) detalhe das leituras	51
Figura 18 – Esquema de piezômetros: (A) Casagrande; (B) elétrico ou de corda vibrante	53
Figura 19 – Relação entre volumes de deslocamento horizontal e vertical	54
Figura 20 – Método de Matsuo e Kawamura	55
Figura 21 – Perfis de deslocamento horizontal	56
Figura 22 – Fronteiras de deformação	58
Figura 23 – Aterro de Sarapuí: evolução do volume horizontal com a espessura do aterro	60
Figura 24 – Trajetória de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro em carregamento até a ruptura	62
Figura 25 – Trajetória de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro em carregamento e adensamento	63
Figura 26 – Trajetória de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro em carregamento e <i>creep</i> não drenado	63

Figura 27 – Perfis de distorção típicos para: (a) adensament; (b) <i>creep</i> não drenado; e (c) ambos	65
Figura 28 – Seção representativa instrumentadas	70
Figura 29 – Perfil típico SPT km 5+500	71
Figura 30 – CPTU km 4+483	72
Figura 31 – CPTU km 4+894	73
Figura 32 – CPTU km 5+600	74
Figura 33 – Dissipação km 4+483	76
Figura 34 – Dissipação km 4+894	76
Figura 35 – Dissipação km 5+600	77
Figura 36a – Ensaio de Palheta km 4+894: S_u	78
Figura 36b – Ensaio de Palheta km 4+894: OCR	78
Figura 37a – Ensaio de Palheta km 5+600: S_u	79
Figura 37b – Ensaio de Palheta km 5+600: OCR	79
Figura 38 – Adensamento km 4+500: prof. 3 m	80
Figura 39 – Adensamento km 4+500: prof. 3,15 m	80
Figura 40 – Adensamento km 5+500: prof. 3m	81
Figura 41 – Ensaio de Adensamento km 5+500: coeficiente de adensamento vertical (prof. 3 m)	82
Figura 42 – S_u e OCR: comparação dos ensaios	83
Figura 43 – Perfil Geotécnico: km 5+300	84
Figura 44 – Construção dos Aterros e Placas de Recalque	85
Figura 45 – Deslocamentos Laterais SI 2 (mm)	88
Figura 46 – Distorções SI 2 (mm/m)	89
Figura 47 – Deslocamentos Laterais SI 3 (mm)	90
Figura 48 – Distorções SI 3 (mm/m)	91
Figura 49 – Análise de ruptura: segundo carregamento/adensamento	93
Figura 50 – Análise de ruptura: longo prazo	94
Figura 51 – Ensaio de palheta: ganho de resistência	95
Figura 52 – Curva V_d x tempo: 1º carregamento	96
Figura 53 – Curva δ_v/δ_h x tempo: 1º carregamento	96
Figura 54 – Curva δ_{hmax} x tempo – 1ª fase de adensamento	97
Figura 55 – Curva $\delta_{hmax}/\delta_{veixo}$ x tempo: 1ª fase de adensamento	98
Figura 56 – Curva $\delta_{veixo}/\delta_{hmed}$ x tempo: 1ª fase de adensamento	98
Figura 57 – Curva V_d x tempo: 2º carregamento	99

Figura 58 – Curva δ_v/δ_h x tempo: 2º carregamento	99
Figura 59 – Curva δ_{hmax} x tempo: 2ª fase de adensamento	100
Figura 60 – Curva $\delta_{hmáx}/\delta_{veixo}$ x tempo: 2ª fase de adensamento	100
Figura 61 – Curva $\delta_{veixo}/\delta_{hmed}$ x tempo: 2ª fase de adensamento	101
Figura 62 – Perfil típico SPT km 10+700	103
Figura 63 – CPTU km 10+613	104
Figura 64 – CPTU km 10+779	105
Figura 65 – Dissipação km 10+613	106
Figura 66 – Dissipação 10+779	107
Figura 67a – Ensaio de Palheta km 10+779: S_u	108
Figura 67b – Ensaio de Palheta km 10+779: OCR	108
Figura 68a – Adensamento km 10+200 (prof. 3, 2- 3,3 m)	109
Figura 68b – Adensamento km 10+200 (prof. 3,3 - 3,6 m)	109
Figura 69 – Ensaio de Adensamento: coeficiente de adensamento vertical (prof. 3,20 a 3,30 m)	110
Figura 70 – Ensaio de Adensamento: coeficiente de adensamento vertical (prof. 3,30 a 3,60 m)	111
Figura 71 – Ensaio Triaxial UU: km 10+343 – prof. 2,5 m	112
Figura 72 – Ensaio Triaxial UU: km 10+441 – prof. 3 m	112
Figura 73 – S_u e OCR: comparação dos ensaios	113
Figura 74 – Perfil Geotécnico: km 10+700	114
Figura 75 – Construção do Aterro e Placas de Recalque	115
Figura 76 – Deslocamentos Laterais SI 2 (mm)	117
Figura 77 – Distorções SI 2 (mm/m)	118
Figura 78 – Análise de ruptura: segundo carregamento/adensamento	119
Figura 79 – Análise de ruptur: longo prazo	120
Figura 80 – Curva V_d x tempo: 2º carregamento	121
Figura 81 – Curva δ_v/δ_h : 2º carregamento	122
Figura 82 – Curva $\delta_{hmáx}$ x tempo: 2ª fase de adensamento	123
Figura 83 – Curva $\delta_{hmáx}/\delta_{veixo}$ x tempo: 2ª fase de adensamento	124
Figura 84 – Curva $\delta_{veixo}/\delta_{hmed}$ x tempo: 2ª fase de adensamento	124
Figura 85 – Piezômetros 10+700	125

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação dos solos por tipo de comportamento	33
Quadro 2 – Comportamentos típicos e observados de instrumentação	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Caracterização de depósitos de argilas brasileiras	28
Tabela 2 – Características das amostras km 4+500 e 5+500	80
Tabela 3 – Resultado dos Ensaios de Adensamento	81
Tabela 4 – Coeficiente de adensamento vertical km 4+500	82
Tabela 5 – Coeficiente de adensamento vertical km 5+500	82
Tabela 6 – Características das amostras 10+200	109
Tabela 7 – Resultado dos Ensaios de Adensamento	110
Tabela 8 – Coeficiente de adensamento vertical (prof. 3,20 a 3,30 m)	111
Tabela 9 – Coeficiente de adensamento vertical (prof. 3,30 a 3,60 m)	111

LISTA DE SIGLAS

CD– Ensaio triaxial adensado e drenado (*Consolidated Drained*)

CPTU – Ensaio de piezocone (*Cone Penetration Testing*)

FDA – *Field Deformation Análises*

NBR – Norma Brasileira

PVC – Cloreto de polivinila

SPT – Sondagem à percussão (*Standard Penetration Test*)

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UU – Ensaio triaxial não adensado com ruptura não drenada (*Unconsolidated Undrained*)

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

LISTA DE SÍMBOLOS

t – Tempo (s)

V_v – Volume total deslocado verticalmente na base do aterro (m^3)

V_h – Volume total deslocado na horizontalmente em uma vertical pelo pé do aterro (m^3)

H – Altura do aterro (m)

V_d – Velocidade de distorção (%/dia)

w – Umidade natural (%)

LL – Limite de Líquidos (%)

LP – Limite de Plasticidade (%)

N_{spt} – Número de golpes do SPT

q_c – Resistência de ponta do ensaio CPTU (kPa)

f_s – Resistência por atrito lateral do ensaio CPTU (kPa)

u – Poropressão (kPa)

q_t – Resistência de ponta corrigida do ensaio CPTU (kPa)

a – Relação entre áreas no ensaio CPTU

A_n e A_t – Áreas de ponta do piezocone

u_2 – Poropressão medida na base do piezocone (kPa)

Q_t – Resistência de ponta líquida normalizada pela tensão total do ensaio CPTU

B_q – Parâmetro do cone de classificação dos solos

F_r – Parâmetro normalizado de atrito lateral do ensaio CPTU

u_0 – Poropressão hidrostática (kPa)

σ_{v0} – Tensão vertical total inicial (kPa)

OCR – Razão de sobre adensamento (*Overconsolidation ratio*)

S_u – resistência não drenada da argila (kPa)

N_{kt} – Fator empírico de cone em termos de resistência de ponta

K – Coeficiente para cálculo de OCR do ensaio CPTU (0,15 a 0,50)

σ'_{v0} – Tensão vertical efetiva inicial (kPa)

T – Fator de tempo do ensaio de dissipação do CPTU

R – Raio do piezocone (cm²)

C_h – Coeficiente de adensamento horizontal

I_r – Índice de rigidez do solo

G – Módulo cisalhante a pequenas deformações (kPa)

σ'_{vm} – Tensão de sobre adensamento (kPa)

T – Torque máximo do ensaio de palheta (kN . m)

D – Diâmetro da palheta (0,065 m)

π – 3,1415

S_{ua} – Resistência não drenada amolgada da argila (kPa)

α – Coeficiente para o cálculo de OCR no ensaio de palheta

e – Índice de vazios

σ'_v – Tensão vertical efetiva (kPa)

C_c – Índice de compressão

C_r – Índice de recompressão

σ_c – Tensão confinante (kPa)

Z – Profundidade (m)

δ – Deslocamento horizontal do inclinômetro (m)

L – Comprimento (m)

θ – Ângulo de inclinação do inclinômetro

R – Parâmetro adimensional de Marche e Chapuis (1974)

ρ_h – Acréscimo de deslocamento horizontal (m)

E_u – Módulo de Young não drenado (kPa)

Δq – Acréscimo de carga (kPa)

B – Largura do aterro (m)

d – Deslocamento vertical no centro do aterro

δ – Deslocamento horizontal superficial no pé do aterro

δ_{hmax} – Deslocamento horizontal máximo

D – Espessura da camada mole (m)

s – Recalque máximo no eixo

y_m – Deslocamento horizontal máximo em uma vertical no pé do aterro

α – Razão entre volumes de adensamento vertical e horizontal

β – Razão entre volumes de *creep* vertical e horizontal

h – Deslocamento horizontal no pé do aterro

h_{max} – Deslocamento horizontal máximo no pé do aterro

M – Largura da plataforma do aterro (m)

L – Largura da saia do aterro (m)

β – Proporção de volumes deslocados

d – Distorção (%)

δ_1 e δ_2 – Deslocamentos horizontais nos pontos 1 e 2 do inclinômetro

Z_1 e Z_2 – Profundidades nos pontos 1 e 2 do inclinômetro

σ_{oct} – Tensão octaédrica (kPa)

δ_{veixo} – Deslocamento vertical no eixo

Δd – Variação de distorção (%)

Δt – Variação de tempo (dias)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	22
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	22
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	22
2.2.1 Objetivo principal	22
2.2.2 Objetivos secundários	22
2.3 PRESSUPOSTO	23
2.4 PREMISAS	23
2.5 DELIMITAÇÕES	23
2.6 LIMITAÇÕES	23
2.7 DELINEAMENTO	23
3 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	27
3.1 SOLOS MOLES	27
3.1.1 Características dos solos argilosos moles	27
3.1.1.1 Solos moles de origem fluvial	28
3.1.1.2 Solos moles de origem marinha	28
3.1.2 Investigação geotécnica	29
3.1.2.1 Sondagem à percussão (SPT)	29
3.1.2.2 Ensaio de piezocone (CPTU)	30
3.1.2.3 Ensaio de palheta (<i>Vane Test</i>)	35
3.1.2.4 Ensaio de adensamento oedométrico	38
3.1.2.5 Ensaio triaxiais	39
3.1.3 Métodos construtivos	40
3.1.3.1 Substituição e aterro de conquista	40
3.1.3.2 Aterros com sobrecarga	41
3.1.3.3 Aterros com bermas de equilíbrio	42
3.1.3.4 Aterros construídos em etapas	42
3.1.3.5 Aterros construídos com drenos verticais	42
3.1.3.6 Aterros com materiais leves	43
3.1.3.7 Colunas de misturas de solos moles com ligantes	44
3.1.3.8 Colunas de material granular	44
3.1.3.9 Aterros reforçados com geossintéticos	45
3.2 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA	45

3.2.1 Medidas de deslocamentos verticais	47
3.2.1.1 Placas de recalque	47
3.2.1.2 Extensômetros magnéticos	48
3.2.1.3 Perfilômetros	49
3.2.2 Medidas de deslocamentos horizontais	50
3.2.3 Poropressões	52
3.3 MÉTODOS DE CONTROLE E PREVISÃO DE DESEMPENHO	54
3.3.1 Evolução das técnicas de análise e previsão de desempenho	54
3.3.2 Método dos volumes	58
3.3.2.1 Relação de $t \times V_v/V_h$	59
3.3.2.2 Relação $H \times V_h$	60
3.3.2.3 Observações quanto a aplicação do método	60
3.3.3 Técnicas baseadas em distorções	61
4 DESCRIÇÃO E AVALIAÇÃO DAS SEÇÕES ESTUDADAS	69
4.1 SEÇÃO – km 5+300	69
4.1.1 Sondagens, ensaios e caracterização geotécnica	70
4.1.1.1 Ensaios CPTU com dissipação	71
4.1.1.2 Ensaios de palheta	77
4.1.1.3 Ensaios de adensamento	79
4.1.1.4 Determinação do perfil geotécnico	83
4.1.2 Avaliação da instrumentação	84
4.1.2.1 Avaliação das placas de recalque aplicadas às técnicas de análise	84
4.1.2.2 Avaliação dos inclinômetros aplicados às técnicas de análise	86
4.1.2.3 Avaliação dos piezômetros aplicados às técnicas de análise	101
4.2 SEÇÃO – km 10+700	101
4.2.1 Sondagens, ensaios e caracterização geotécnica	102
4.2.1.1 Ensaios CPTU com dissipação	104
4.2.1.2 Ensaios de palheta	107
4.2.1.3 Ensaios de adensamento	108
4.2.1.4 Ensaios triaxiais	112
4.2.1.5 Determinação do perfil geotécnico	113
4.2.2 Avaliação da instrumentação	114
4.2.2.1 Avaliação das placas de recalque aplicadas às técnicas de análise	114
4.2.2.1 Avaliação dos inclinômetros aplicados às técnicas de análise	116
4.2.2.3 Avaliação dos piezômetros aplicados às técnicas de análise	124

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	126
5.1 CONCLUSÕES	126
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	128

1 INTRODUÇÃO

Devido a grande ocupação do território brasileiro experimentada nos últimos anos, principalmente nas regiões metropolitanas, as grandes obras de Engenharia como estradas, portos e edificações vêm se deparando cada vez mais com problemas geotécnicos impostos pelo subsolo onde se localizam. A rodovia, objeto de estudo deste trabalho, está localizada entre os municípios de Porto Alegre e Sapucaia do Sul, no trecho entre o entroncamento da BR-116/RS-118 e a BR-290, numa extensão de 22 km. A BR-448 – Rodovia do Parque foi inaugurada no dia 20 de dezembro de 2013 e tem por principal objetivo eliminar os longos congestionamentos na BR-116. Situada sobre as planícies de inundação dos rios dos Sinos e Gravataí, a Rodovia é quase que inteiramente assente sobre solos moles, compressíveis, com alturas de aterros variando de 4 a 11 m. A combinação de aterros altos sobre solos compressíveis resultou em grandes recalques e deslocamentos laterais, inspirando muitos cuidados para se evitar problemas durante e após sua construção.

Durante muito tempo se procurou evitar formações de argilas moles e compressíveis como solo de fundação de obras de Engenharia, mudando a localização da obra ou removendo a camada inadequada, quando possível, devido às dificuldades inerentes a este tipo de material. São muitas as adversidades encontradas neste tipo de obra, como por exemplo: grandes deformações, que muitas vezes se desenvolvem durante anos, mesmo após o término da obra; a necessidade de se construir os aterros em etapas, com períodos de adensamento, devido à baixa resistência ao cisalhamento das argilas moles; e a dificuldade de se conciliar as deformações laterais da massa de solo com estruturas rígidas vizinhas.

Apesar de já existir um vasto conhecimento a respeito deste tipo de obra, elas ainda causam surpresas aos projetistas, com rupturas inesperadas, deformações excessivas e movimentações não previstas. Já se sabe que uma boa campanha de investigações, de campo e em laboratório, é imprescindível para a determinação do comportamento deste tipo de solo, porém nem sempre é suficientes, dada a heterogeneidade do material, que impede que se tenha informações precisas de suas propriedades.

Buscando confirmar as previsões feitas em projeto e acompanhar o desempenho da obra, a instrumentação de campo tornou-se indispensável. As técnicas de análise, que usam as

informações de poropressões, deslocamentos verticais e horizontais, possibilitam a avaliação contínua da segurança quanto à ruptura durante a construção dos aterros. A utilização de inclinômetros, placas de recalque, piezômetros e outros instrumentos, possibilita, inclusive, a verificação da velocidade de deformação, que pode denunciar possíveis rupturas.

Dada a importância econômica e social da BR-448 para a região e as dificuldades em se conhecer e prever com precisão o comportamento geotécnico da obra, este trabalho visa estudar o desempenho de duas seções representativas dos aterros construídos sobre solo mole. Com base nos dados das investigações geotécnicas e instrumentação de campo e utilizando técnicas de previsão de desempenho quanto à ruptura e recalques, objetiva-se avaliar a performance desses aterros e identificar momentos críticos ocorridos durante as fases de construção da rodovia, assim como entender o comportamento do solo em que a obra foi construída.

O trabalho foi dividido em 5 capítulos. A introdução é a primeira parte do trabalho, capítulo 1, seguida das diretrizes do trabalho, capítulo 2. No capítulo 3 é apresentada a pesquisa bibliográfica que compõem a base teórica do desenvolvimento do trabalho. Em seguida, no capítulo 4, é feita a descrição da obra com a apresentação dos dados construtivos, geotécnicos e geométricos que compõe o cenário das análises executadas. Ainda neste capítulo são feitas as análises para as seções críticas utilizando os diferentes métodos e, juntamente com as investigações de campo, é feita uma análise global do desempenho da seção em estudo. Por último, no capítulo 5, são feitas as considerações finais a respeito da performance geral da obra, mais especificamente das seções estudadas.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: com base nas investigações geotécnicas e empregando técnicas de análise sobre dados de seções instrumentadas, qual foi o desempenho da obra quanto à estabilidade dos aterros sobre solos moles durante a construção da rodovia BR-448 – Rodovia do Parque?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a avaliação do desempenho da obra, no que diz respeito à estabilidade dos aterros assentes sobre solos moles da rodovia BR-448 – Rodovia do Parque, durante a sua construção, utilizando os dados das investigações geotécnicas e do monitoramento das seções instrumentadas, aplicados à técnicas de análise.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) apresentação dos resultados de investigações geotécnicas previamente realizadas na região, a fim de conhecer as características do solo local;
- b) apresentação de técnicas construtivas utilizadas nesta obra;
- c) apresentação das informações da instrumentação de campo através de gráficos.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que a instrumentação de campo foi instalada corretamente, como previsto em projeto, e que suas medidas são precisas e representativas do comportamento real da obra.

2.4 PREMISSAS

O trabalho tem por premissa que existem muitas adversidades inerentes à construção de aterros sobre solos moles e que grandes deformações, movimentações não previstas e rupturas inesperadas podem ocorrer, sendo o acompanhamento dos resultados da instrumentação de campo junto com as informações das investigações geotécnicas, capaz de identificar tais eventos.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à análise dos dados das investigações geotécnicas e instrumentação de campo, à luz de técnicas de análise, dos aterros sobre solos moles da rodovia BR-448 – Rodovia do Parque.

2.6 LIMITAÇÕES

O trabalho limita-se a análise das seções críticas da obra, a aplicação das técnicas de análise descritas na revisão bibliográfica e no capítulo de análises e aos dados obtidos, relativos ao posicionamento, quantidade e frequência de leituras da instrumentação de campo.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas descritas a seguir:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) descrição da obra e premissas de projeto;
- c) seleção das seções críticas a serem estudadas;
- d) compilação e organização dos dados das medidas de campo;

- e) aplicação das técnicas de análise;
- f) avaliação dos resultados;
- g) considerações finais.

A sequência das etapas pode ser observada na figura 1.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** foi a primeira etapa do trabalho, servindo de embasamento teórico para o desenvolvimento de todas as análises, e se estendeu até o final. Esta etapa consistiu na leitura e coleta de dados presentes na literatura e compilação dos mesmos para este trabalho específico, servindo como referência às informações apresentadas.

Na **descrição da obra**, segunda etapa da pesquisa, foram analisados e apresentados os dados necessários e relevantes para o desenvolvimento do trabalho. Dentre eles destacam-se as informações das investigações geotécnicas, as técnicas construtivas aplicadas e os detalhes da obra, como geometria dos aterros, composição das seções instrumentadas e etapas da construção. Esta etapa teve a finalidade de criar um entendimento sobre o problema e dar subsídios para a aplicação das técnicas de análise.

Em seguida, foi feita uma **seleção das seções críticas a serem estudadas**, em que se identificaram quais os locais que apresentaram maiores deformações, deslocamento e distorções, ou maiores velocidades de deslocamento e distorções, observando-se também a geração de excesso de poropressões. Estas seções são as que necessitaram de maiores cuidados durante a obra e são o foco do trabalho. Para tanto foram utilizados as leituras das placas de recalque (deslocamento vertical), inclinômetros (distorções e deslocamentos horizontais) e piezômetros (poropressões). Após serem identificadas as seções merecedoras de uma análise mais cuidadosa, escolheram-se duas em que as informações das investigações geotécnicas e da instrumentação de campo eram mais adequadas a estas análises.

Após a seleção dos locais a serem estudados, foi feita a **compilação e organização dos dados das medidas de campo**. Nesta etapa foram feitas tabelas com as informações da instrumentação de campo (datas, alturas de aterro, recalques, distorções e velocidades de distorção) que subsidiaram as técnicas de análise que foram aplicadas.

A **aplicação das técnicas de análise** consistiu na determinação de parâmetros geotécnicos representativos de cada seção, verificação da potencial superfície de ruptura que ocorreria nessas condições e verificação dos recalques e deslocamentos laterais esperados. Foram elaborados gráficos que permitiam entender o comportamento desses aterros, e a comparação dos valores previstos, com base no perfil geotécnico determinado, com os observados. Foram também aplicadas as técnicas de análise propostas por diversos autores, comparando deslocamentos verticais e horizontais, além de distorções e velocidades de distorção.

A **avaliação dos resultados** foi feita comparando os valores observados e graficados na etapa anterior, com os critérios referentes à estabilidade dos aterros sobre solos moles propostos para cada método. Foram também comparados os valores esperados de recalque e potencial superfície de ruptura com os lidos na instrumentação de campo.

Por fim foram feitas **considerações finais** a respeito do desempenho da obra, mais especificamente das seções estudadas, a fim de comparar os resultados obtidos com os acontecimentos ocorridos durante a obra.

3 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Este capítulo trata dos aspectos mais importantes para o trabalho a respeito de aterros sobre solos moles. É feita uma descrição dos aspectos de formação dos solos moles, das investigações de campo e laboratório empregadas para este tipo de material, das técnicas construtivas utilizadas em obras sobre solos moles, da instrumentação de campo utilizada no monitoramento durante a obra e técnicas de análise aplicadas aos dados da instrumentação de campo.

3.1 SOLOS MOLES

A seguir são apresentadas algumas características básicas e técnicas construtivas a respeito de aterros sobre solos moles. São apresentados alguns aspectos sobre sua formação, aos ensaios de campo e laboratório mais utilizados para sua caracterização, até os métodos construtivos mais comumente aplicados.

3.1.1 Características dos Solos Argilosos Moles

A ocupação do território brasileiro ao longo do tempo se concentrou principalmente nas regiões litorâneas, entre a Serra do Mar, Serra Geral e o Oceano Atlântico. Nesses locais ocorrem depósitos marinhos e aluviais de argilas moles de formação recente que se espalham por todo o país (OLIVEIRA, 2006).

Inicialmente pode-se definir como solo mole aquele que, segundo a NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001) possui resistência à penetração do ensaio de SPT não superior a quatro golpes. De acordo com Massad (2003), os solos argilosos podem ser de origem marinha ou fluvial, sendo que ambos ocorrem constantemente nas planícies costeiras do Brasil. As argilas moles também se caracterizam por apresentar valores altos de umidade natural (w), elevados limites de liquidez (**LL**) e elevados valores de limite de plasticidade (**LP**). Schnaid e Odebrecht (2012) apresentam uma tabela com os valores característicos de diversas argilas moles brasileiras, estudadas por vários autores em seus trabalhos, como pode ser observado na tabela 1.

Tabela 1 – Caracterização de depósitos de argilas brasileiras

Local	W (%)	LL (%)	LP (%)	Argila (%)
Porto Alegre, RS	47-140	80-130	30-57	37-70
Sarapuí, RJ	110-160	110-140	75-110	55-80
Santo, SP	100-140	80-150	30-90	30-80
Recife, PE	50-150	30-110	15-75	50-80
João Pessoa, PB	35-150	30-60	15-30	30-80
Jurtunaíba, RJ	40-400	50-390	20-280	-
Sergipe	57-72	58-85	24-35	-
Rio Grande, RS	38-64	41-90	20-38	34-96
Vitória, ES	-	30-130	20-57	26-81
Barra da Tijuca, RJ	190-670	67-610	20-113	-
Barra da Tijuca, RJ	100-400	100-200	35-70	13-60

(fonte: adaptado de SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 181)

3.1.1.1 Solos moles de origem fluvial

Os solos moles de origem fluvial, segundo Massad (2003), são formados por deposições de sedimentos nas planícies de inundação dos rios que, ao entrarem em um período de cheia, ocupam vastas áreas e depositam material nas regiões mais baixas, pouco drenadas, formando solos finos e jovens. Esse tipo de depósito pode ter intercalações de materiais argilosos, siltosos e arenosos, caracterizando grande heterogeneidade vertical, descreve o autor. Massad (2003) também comenta que por se tratar de grandes áreas, de topografia variada e, sabendo das características dos rios de planície, que formam e abandonam meandros, a heterogeneidade horizontal também é grande. As espessuras das camadas moles são em torno de 1 a 7 metros podendo ser maiores dependendo do rio que as deu origem, descreve o autor.

3.1.1.2 Solos moles de origem marinha

A origem dos solos moles marinhos, segundo Massad (2003), é devido ao ingresso e regresso do mar ao longo do tempo. As formações marinhas mais antigas, referentes a última glaciação do globo, cerca de 15.000 anos atrás, são fortemente pré-adensadas devido ao rebaixamento

de cerca de 150 m no nível do mar. As formações mais recentes, cerca de 7.000 a 5.000 anos, são as típicas formações da região litorânea que surgiram a partir do alagamento do continente pelo mar e formação de baías e lagunas preenchidas de sedimentos finos e moles (MASSAD, 2003). O autor ainda explica que as formações marinhas são tipicamente intercaladas por camadas arenosas referentes a períodos de maior agitação do oceano e as espessuras das camadas podem chegar a 70 m.

3.1.2 Investigações Geotécnicas

Segundo Almeida e Marques (2010), as sondagens de campo e os ensaios de laboratório compõem a primeira etapa de um projeto de aterros sobre solos moles. Depois de se conhecer o local onde será implantada a obra, por meio de mapas geológicos, fotografias e levantamento de dados, as investigações são programadas em duas etapas:

- a) **preliminares** – são destinadas a determinação da estratigrafia do terreno com sondagens à percussão. Os métodos geofísicos, apesar de ainda pouco utilizados, são também destinados a este fim;
- b) **complementares** – são investigações de campo e laboratório que buscam determinar os parâmetros geotécnicos e subsidiar os cálculos de estabilidade e recalques. Também podem ser utilizados para aprimorar a estratigrafia do local.

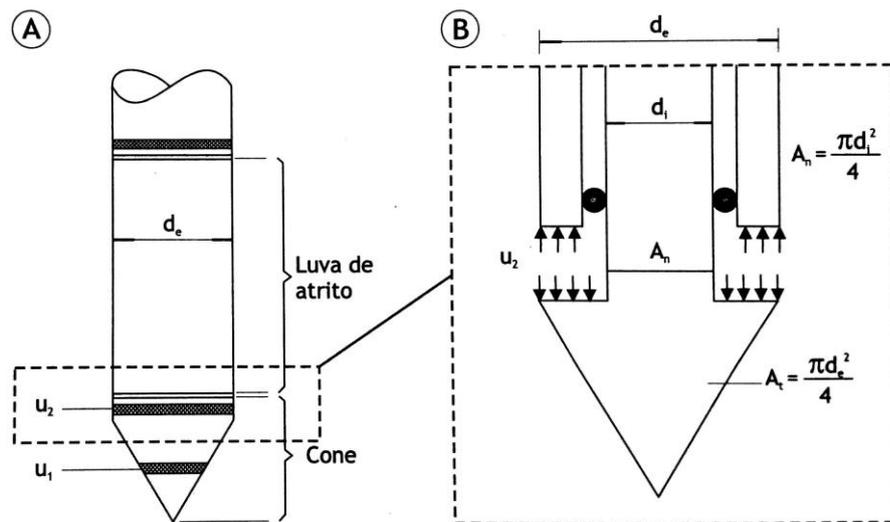
3.1.2.1 Sondagem à percussão (SPT)

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o SPT é reconhecidamente a mais comum e barata ferramenta de investigação geotécnica no mundo, que consiste em medir a resistência dinâmica à penetração de um amostrador padronizado conjugado a uma sondagem de simples reconhecimento. Normalizada pela NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001), a sondagem permite identificar a estratigrafia do local através do material amostrado pelo equipamento e medir a resistência do solo por um valor chamado de N_{SPT} , que é o número de golpes necessários para penetração de 30 cm do amostrador. Segundo Almeida e Marques (2010), para solos muito moles este valor referente à penetração dos últimos 30 cm do amostrador no solo é igual a zero.

3.1.2.2 Ensaio de piezocone (CPTU)

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio de piezocone consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica, de área transversal variando normalmente entre 10 e 15 cm² e inclinação de 60°. De acordo com a NBR 12069 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991), o ensaio deve ser realizado com uma velocidade constante de 20 mm/s, com tolerância de 5 mm/s para mais ou para menos. O equipamento ao ser cravado efetua três medidas contínuas, a de resistência de ponta (q_c), a resistência por atrito lateral (f_s) e a poropressão (u) (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Os autores dizem que o ideal é que os equipamentos tenham dois pontos de medida de poropressão, um na face e outro na ponta, sendo o segundo fundamental para efetuar a correção da resistência de ponta, conforme pode ser visto na figura 2.

Figura 2 – (A) medida de poropressão em dois pontos;
(B) detalhe da poropressão atuando na ponta



(fonte: ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 63)

Segundo Almeida e Marques (2010), a resistência de ponta corrigida (q_t), é a que normalmente é utilizada em correlações e é calculada conforme a equação 1:

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

Onde:

q_t = resistência de ponta corrigida, em kPa;

q_c = resistência de ponta medida no piezocone, em kPa;

u_2 = poropressão medida na base do piezocone, em kPa;

a = relação entre as áreas A_n e A_t da figura 3 (B).

Schnaid e Odebrecht (2012) descrevem que através das grandezas normalizadas Q_t , B_q e F_r , é possível agrupar materiais segundo seu comportamento, e as equações para determiná-las são:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad (2)$$

Onde:

Q_t = grandeza normalizada;

q_t = resistência de ponta corrigida, em kPa;

u_0 = poropressão hidrostática na profundidade do ensaio, em kPa;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa.

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (3)$$

Onde:

B_q = grandeza normalizada;

q_t = resistência de ponta corrigida, em kPa;

u_0 = poropressão hidrostática na profundidade do ensaio, em kPa;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa;

u_2 = poropressão medida na base do piezocone, em kPa.

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (4)$$

Onde:

F_r = grandeza normalizada;

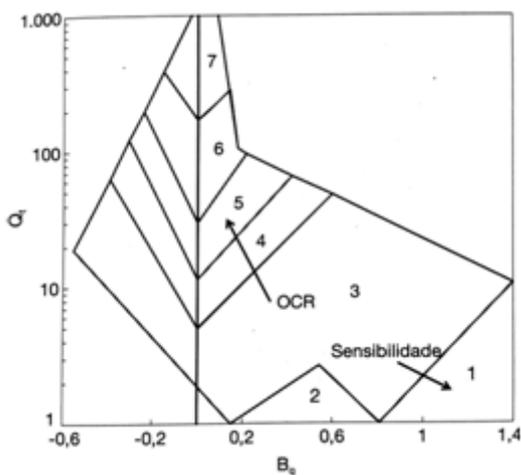
f_s = resistência por atrito lateral medida no piezocone, em kPa;

q_t = resistência de ponta corrigida, em kPa;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa.

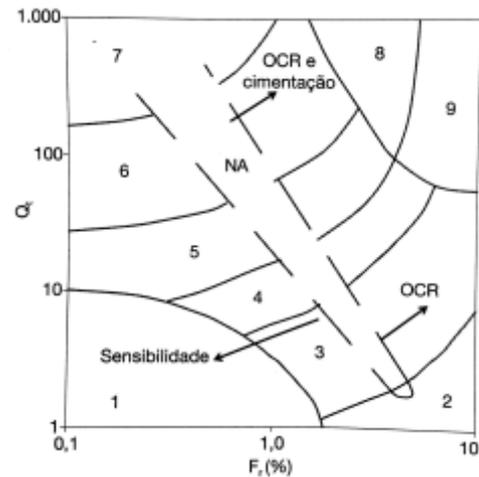
Através dos valores das grandezas acima apresentadas pode-se classificar o material pelas figuras 3 e 4. As regiões referenciadas nas figuras identificam tipos de solos que são agrupados segundo o seu comportamento. Os tipos de solo podem ser identificados através do quadro 1.

Figura 3 – Classificação de solos a partir dos dados de piezocone (B_q)



(fonte: ROBERTSON¹, 1990 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 87)

Figura 4 – Classificação de solos a partir dos dados de piezocone (F_r)



(fonte: ROBERTSON², 1990 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 87)

¹ ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, [S. l.], v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

² op. cit.

Quadro1 – Classificação dos solos por tipo de comportamento

Zonas	Tipos de Solos
1	solo fino sensível
2	solo orgânico e turfas
3	argilas – argilas siltosas
4	argilas siltosas – silte argiloso
5	siltos arenosos – areias siltosas
6	areias limpas – areias siltosas
7	areias com pedregulhos - areias
8	areias – areias limpas
9	areias finas rígidas

(fonte: ROBERTSON³, 1990 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 87)

Schnaid e Odebrecht (2012) indicam o ensaio de piezocone para obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), de depósitos de argilas moles através da equação 5.

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (5)$$

Onde:

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada, em kPa;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa;

N_{kt} = fator empírico de cone.

Como se pode observar na equação, a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), depende do valor do fator empírico de cone (N_{kt}) que, segundo Almeida e Marques (2010), pode ser facilmente obtido por correlação com o ensaio de palheta, que é descrito mais adiante nesse trabalho.

³ ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, [S. l.], v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

Almeida e Marques (2010) descrevem que várias equações foram propostas para obtenção da história de tensões através da razão de sobreadensamento com a profundidade, o **OCR** (*Over-Consolidation Ratio*), e indicam a equação 6. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), os valores de **K**, necessário para o cálculo de **OCR**, variam de 0,15 a 0,50 para argilas e o valor médio de 0,30 é indicado como usual:

$$OCR = K \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

Onde:

OCR = razão de sobre adensamento (*Over-Consolidation Ratio*);

K = parâmetro da argila;

σ_{v0} = tensão vertical total na profundidade do ensaio, em kPa;

σ'_{v0} = tensão efetiva na profundidade do ensaio, em kPa.

O ensaio de CPTU também fornece dados para obtenção de parâmetros de adensamento *in situ*, como descrito por Schnaid e Odebrecht (2012, p. 99): “Ensaio de dissipação do excesso de pressões neutras geradas durante a cravação do piezocone no solo podem ser interpretados para a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (C_h).”. O ensaio consiste em se interromper a cravação do cone e observar a dissipação dos excessos de poropressão gerados caírem à 50%, procedimento mais barato e rápido se mostra uma alternativa aos ensaios de laboratório (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Através das equações 7 e 8, indicadas pelos autores, é possível estimar os parâmetros de adensamento do solo:

$$T = \frac{C_h t}{R^2 \sqrt{I_r}} \quad (7)$$

Onde:

T = fator de tempo tabelado em função da porcentagem de dissipação (1-u);

t = tempo para dissipação de 50% da poropressão, em s;

R = raio do piezocone, em cm²;

I_r = índice de rigidez (G/S_u);

G = módulo cisalhante, em kPa;

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada, em kPa;

C_h = coeficiente de adensamento horizontal, em cm^2/s .

$$C_h = \frac{T \cdot R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (8)$$

Onde:

C_h = coeficiente de adensamento horizontal, em cm^2/s ;

T = fator de tempo tabelado em função da porcentagem de dissipação (1-u);

t = tempo para dissipação de 50% da propressão, em s;

R = raio do piezocone, em cm^2 ;

I_r = índice de rigidez (G/S_u);

G = módulo cisalhante, em kPa;

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada, em kPa.

Sandroni e Consoli (2010) definem como solos moles aqueles que apresentam relação ($q_t - \sigma_{v0}$) menores que 200 kPa e descrevem a existência de depósitos de argilas moles na costa brasileira cuja relação é da ordem de 40 kPa. Mersi⁴ (1975 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) indica a equação 9 como método de cálculo de S_u :

$$S_u = 0,22 \sigma'_{vm} \quad (9)$$

Onde:

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada, em kPa;

σ'_{vm} = tensão de sobre adensamento, em kPa.

3.1.2.3 Ensaio de palheta (*Vane Test*)

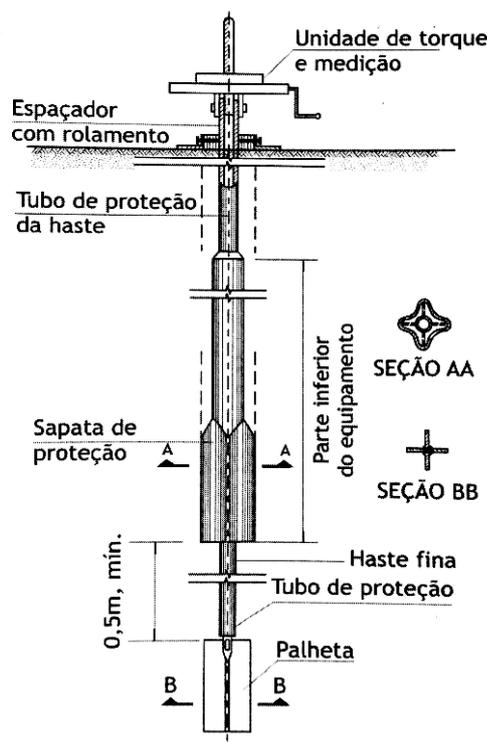
A determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), é tradicionalmente feita por meio do ensaio de palheta (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Segundo Almeida e Marques (2010), o ensaio consiste na cravação até a profundidade a ser ensaiada e posterior rotação

⁴ MERSEI, G. New design procedure for stability of soft clays. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S. l.], v. 101, p. 409-412, 1975.

constante de 6° por minuto de uma palheta em forma de cruz. Schnaid e Odebrecht (2012) descrevem a importância do ensaio como referência à outras técnicas e metodologias pois, supondo uma superfície de ruptura cilíndrica ao redor das palhetas cruciformes, o ensaio é passível de solução analítica, diferentemente de outros ensaios que requerem correlações semiempíricas.

O ensaio é normalizado pela NBR 10905 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), que descreve vários cuidados que devem ser tomados ao se fazer o ensaio no que diz respeito à cravação do equipamento, tempo de espera para início da rotação e velocidade do ensaio, sendo a última indicada como 6° por minuto com tolerância de $0,6^\circ$ por minuto para mais ou para menos. O equipamento do ensaio tem dimensões também padronizadas por norma e um desenho de seus componentes pode ser visto na figura 5.

Figura 5 – Componentes do equipamento para ensaio de palheta



(fonte: ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 57)

De acordo com a NBR 10905 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), por meio de um torque máximo medido, capaz de cisalhar o solo, é possível calcular a resistência ao cisalhamento não drenada conforme a equação 10:

$$S_u = \frac{0,86 T}{\pi D^3} \quad (10)$$

Onde:

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada, em kPa;

T = torque máximo medido, em kN.m;

D = diâmetro da palheta, igual 0,065 m;

$\pi = 3,1416$.

Almeida e Marques (2010) descrevem um procedimento para determinação da resistência amolgada da argila, que pode ser representada em campo pela resistência remanescente após uma ruptura. Os autores descrevem que o procedimento consiste em, após o ensaio padrão de palheta, promover 10 revoluções completas, amolgando o material e medindo o torque necessário e consequentemente sua resistência. A relação entre a resistência do material na condição natural, (S_u), e amolgada, (S_{ua}), é definida como a sensibilidade da argila, (S_t).

Schnaid e Odebrecht (2012) indicam uma equação para se determinar a história de tensões através do parâmetro **OCR**, baseado na resistência ao cisalhamento não drenado do ensaio de palheta:

$$OCR = \alpha \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (11)$$

Onde:

OCR = razão de sobre adensamento (*Over-Consolidation Ratio*);

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada, em kPa;

σ'_{v0} = tensão efetiva vertical inicial, em kPa;

α = coeficiente proposto por Mayne e Mitchell⁵ (1988 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012):

⁵ MAYNE, P. W.; MITCHELL, J. K. Profiling of OCR in clays by field vane. **Canadian Geotechnical Journal**, [S. l.], v. 25, n. 1, p. 150-157, 1988.

$$\alpha = 22(IP^{-0,48}) \quad (12)$$

Onde:

IP = índice de plasticidade, em %.

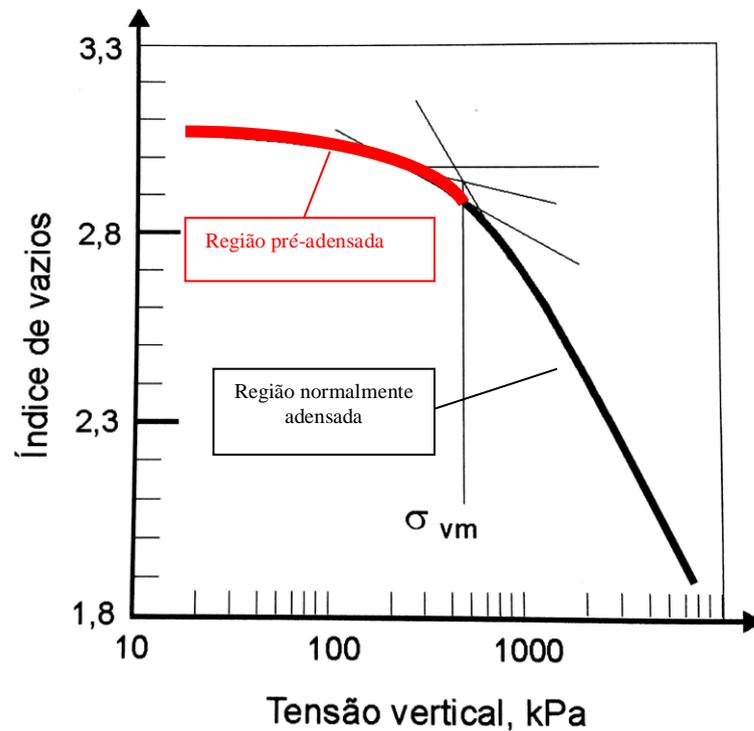
Sandroni e Consoli (2010) definem como solos extremamente moles aqueles que apresentam S_u do ensaio de palheta menor que 12 kPa, sendo que já foram registrados valores menores que 3 kPa na costa brasileira. Almeida e Marques (2010) definem como argilas sensíveis aquelas cujo valor de S_{ua} , do ensaio de palheta, for maior que quatro.

3.1.2.4 Ensaio de Adensamento Oedométrico

Segundo Almeida e Marques (2010), o ensaio de adensamento é fundamental para determinar com maior precisão o valor da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), necessária para se conhecer a magnitude de recalques e correlacionar com os ensaios de palheta e piezocone na obtenção dos valores de **OCR**. Ortigão (1995) descreve que o ensaio consiste na aplicação de cargas axiais vertical a corpos de prova cilíndricos, confinados, colocados entre pedras porosas na face inferior e superior para permitir a drenagem, em que as cargas são crescentes, aumentadas em tempos pré-determinados, e são medidas as deformações verticais. O ensaio é normatizado pela NBR 12007 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990) que descreve o procedimento de ensaio e análise dos dados.

Pinto (2006) descreve que através do gráfico de logaritmo do índice de vazios (e), contra logaritmo da tensão vertical efetiva (σ'_v), é possível determinar os valores de tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e os coeficiente de compressão e recompressão (C_c e C_r). Os parâmetros C_c e C_r são representados pelas inclinações da curva no trecho virgem, após ultrapassar a tensão de pré-adensamento, e trecho inicial, antes de chegar à tensão de pré-adensamento, comenta o autor. Como pode ser visto na figura 6, a tensão de pré-adensamento pode ser obtida graficamente pelo método de Casagrande, descrito por Pinto (2006). Na figura, também, é possível identificar o trecho virgem e o inicial.

Figura 6 – Ensaio de adensamento: determinação da tensão de pré-adensamento pelo método de Casagrande e indicação dos trechos pré e normalmente adensados



(fonte: adaptado de PINTO, 2006, p. 192)

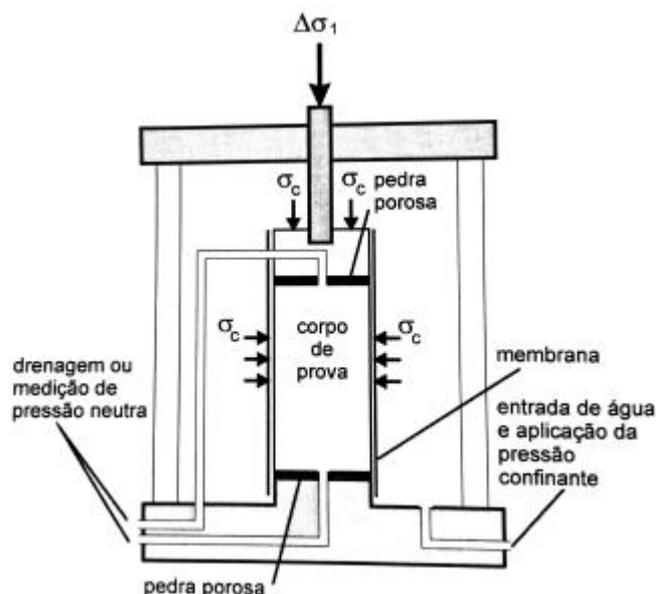
3.1.2.5 Ensaio triaxiais

Segundo Almeida e Marques (2010), o ensaio triaxial do tipo não drenado e não adensado (UU), é relativamente barato e pode ser usado como alternativa para obtenção dos valores de S_u . Pinto (2006) relata que o ensaio consiste na aplicação de carregamento axial a um corpo de prova confinado, sem que se permita qualquer drenagem, portanto se a amostra estiver saturada não deve haver variação de volume e o ensaio é interpretado em termos de tensões totais.

Pinto (2006) comenta que o ensaio pode ser realizado de forma adensada e drenada (CD), mais próximo do que acontece em aterros sobre solos moles, em que é permitida a drenagem e adensamento do corpo de prova. A pressão confinante é aplicada e espera-se que o corpo de prova adense e a poropressão seja dissipada, então se aumenta a tensão axial e novamente se espera o corpo de prova adensar, obtendo assim medidas de tensões efetivas. Existe também o ensaio CU, adensado e não drenado, que após aplicada a carga o corpo de prova adensa e em seguida é aplicada uma nova carga e observado o comportamento não drenado da amostra. O

autor ainda comenta que o ensaio **UU** é mais rápido do que os ensaios **CU** e **CD**, podendo este durar mais de 20 dias. A figura 7 apresenta um esquema do ensaio de compressão triaxial.

Figura 7 – Esquema da câmara de ensaio triaxial



(fonte: PINTO, 2006, p. 266)

3.1.3 Métodos Construtivos

A escolha do método construtivo de aterros sobre solos moles, segundo Almeida e Marques (2010), deve levar em consideração alguns fatores importantes que vão definir qual a solução mais adequada. Os autores afirmam que deve ser levado em conta, na hora da escolha do método a ser utilizado, as características geotécnicas do depósito, para qual fim se destina a ocupação da área, incluindo as vizinhanças, prazos construtivos e também os custos. A seguir são apresentadas algumas soluções típicas, alternativas a construção convencional, adotadas para obras de aterros sobre solos moles.

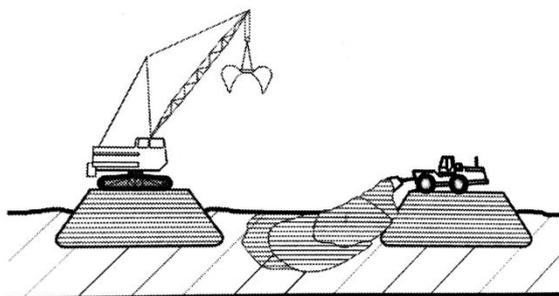
3.1.3.1 Substituição e aterro de conquista

Segundo Sandroni e Consoli (2010), a técnica consiste basicamente em remover o solo ruim com escavadeiras ou dragas e colocar material de melhor qualidade no seu lugar. Muitas vezes a remoção é promovida pelo simples lançamento de materiais grosseiros que expulsam o solo mole.

Massad (2003) comenta a utilização de explosivos que liquefazem o solo mole e também possibilitam a substituição dos mesmos. Apesar de ser uma técnica competente ela é pouco utilizada.

A respeito da substituição, “Esse método construtivo, utilizado em geral em depósitos com espessuras de solos compressíveis de até 4 m, tem como vantagem a diminuição ou a eliminação dos recalques e o aumento do fator de segurança quanto à ruptura.” (ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 32-33). Uma ilustração do processo pode ser vista na figura 8.

Figura 8 – Substituição do material mole com aterro de conquista



(fonte: ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 33)

Devido a baixa capacidade do solo, equipamentos pesados apresentam dificuldade em trabalhar, o que faz necessário a construção de aterros de conquista que são plataformas localizadas que dão suporte e servem de ponto de partida para o restante do processo (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Essa técnica pode ser aplicada em camadas moles de até 8 m, desde que seja feito por etapas, como descrevem Sandroni e Consoli (2010). Os autores comentam que a questão ambiental também é importante nesse tipo de técnica, em que o material removido deve ser levado para algum bota fora, criando passivos ambientais.

3.1.3.2 Aterros com sobrecargas

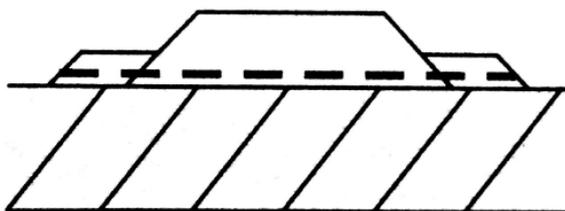
As sobrecargas temporárias feitas em aterros convencionais consistem, basicamente, na elevação do aterro acima do previsto pela terraplenagem, com a finalidade de acelerar os recalques primários e compensar, ao menos uma parte, dos recalques secundários (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Segundo Massad (2003), esta técnica também proporciona

ganho de resistência da camada mole, o que é interessante, quando utilizada a técnica de construção por etapas que é descrita a seguir.

3.1.3.3 Aterros com bermas de equilíbrio

As bermas de equilíbrio consistem na ampliação da saia do aterro lateralmente e tem a finalidade de aumentar o fator de segurança durante a construção dos aterros (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Sandroni e Consoli (2010) descrevem que esta técnica está ligada a construção por etapas com sobrecarga, visto que o ganho no fator de segurança permite que os aterros possam ser mais altos em cada etapa, agilizando a construção. Um esquema das bermas de equilíbrio, junto com reforço de geotêxtil, método que é descrito mais adiante, pode ser visto na figura 9.

Figura 9 – Aterros com bermas de equilíbrio conjugados com reforço de geotêxtil



(fonte: adaptado de ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 32)

3.1.3.4 Aterros construídos em etapas

Segundo Massad (2003), essa técnica é utilizada quando a carga transmitida pelo aterro, devido a sua altura final, é maior que a resistência do solo de fundação. Almeida e Marques (2010) descrevem que este processo de parada do carregamento em uma determinada altura faz com que o solo mole ganhe resistência enquanto adensa, permitindo que o mesmo seja elevado novamente e assim, sucessivamente, até que o aterro alcance sua altura final.

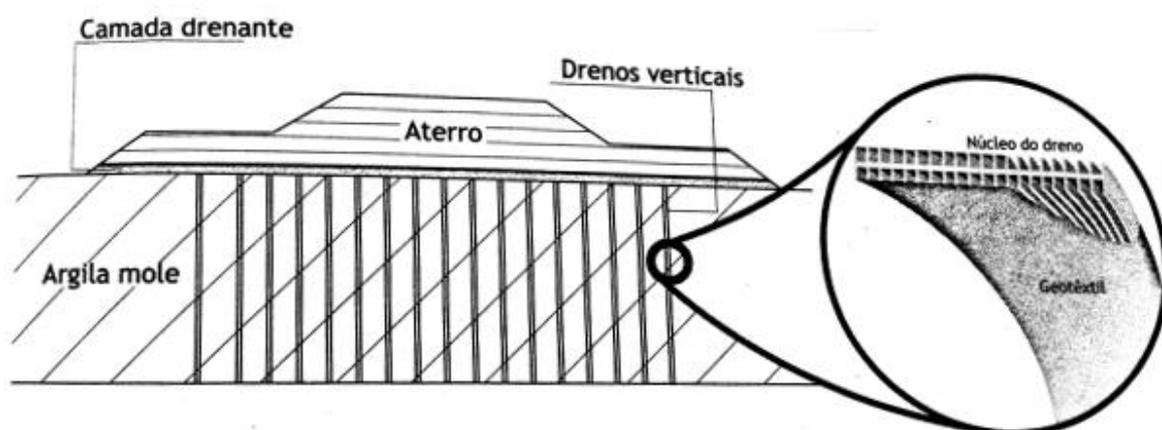
3.1.3.5 Aterros construídos com drenos verticais

Sandroni e Consoli (2010) descrevem os drenos verticais pré-fabricados como dutos plásticos cravados verticalmente no solo, cuja principal função é diminuir a distância que a água tem que percorrer para ser retirada do sistema, acelerando os recalques. Segundo Almeida e Marques (2010), inicialmente se usavam drenos feitos de areia mas, atualmente, os chamados geodrenos, feitos de um núcleo plástico com ranhuras envolto por um filtro geossintético, são

mais comumente aplicados. Massad (2003) indica a utilização desses dispositivos quando a camada argilosa for muito espessa ou o material muito pouco permeável, chamando a atenção para a diminuição do tempo necessário para adensamento e consequente aceleração do recalque.

O processo de instalação consiste na execução da camada superior de drenagem, o chamado colchão drenante, que serve também como aterro de conquista, e posterior cravação dos drenos no solo de fundação (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Sandroni e Consoli (2010) descrevem que os drenos verticais são cravados com auxílio de um tubo metálico, que é retirado após a cravação, e podem chegar facilmente a profundidade de 35 m, antecipando os recalques primários de vários anos pra um ou menos. Um esquema dos drenos pode ser visto, na figura 10, conjugado a bermas de equilíbrio.

Figura 10 – Aterro com drenos verticais



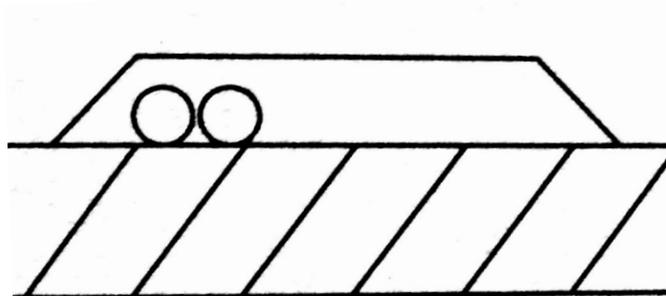
(fonte: adaptado de ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 39)

3.1.3.6 Aterros com materiais leves

Almeida e Marques (2010) relatam que a magnitude dos recalques primários é diretamente proporcional ao acréscimo de tensão causado pelo aterro. Sendo assim, uma diminuição na carga, causada pela substituição do material de aterro por outro mais leve, diminui os recalques esperados. Sandroni e Consoli (2010) comentam sobre aterros leves feitos de isopor e lascas de pneus, mas que o segundo é muito pouco utilizado. Almeida e Marques (2010) incluem na lista aterros feitos com tubos de concreto, argilas expandidas e serragem, e descrevem as vantagens no que diz respeito ao prazo, visto que os recalques esperados são

consideravelmente menores, além da redução dos recalques diferenciais. Um desenho esquemático é apresentado na figura 11.

Figura 11 – Aterros construídos com material leve

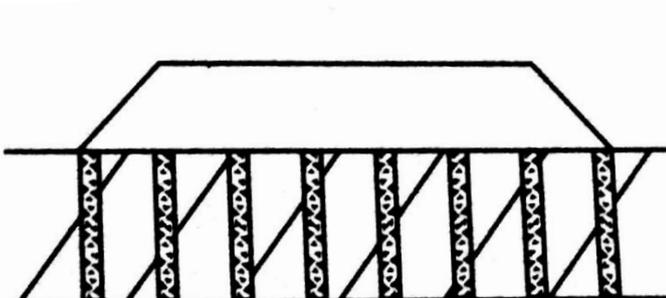


(fonte: adaptado de ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 32)

3.1.3.7 Colunas de misturas de solos moles com ligantes

Sandroni e Consoli (2010) descrevem a técnica de misturar o solo mole com material ligante, normalmente cimento ou cal, e formar colunas, melhorando a capacidade da fundação dos aterros. Uma das técnicas, também conhecida como *Jet-gout*, já vem sendo empregada no país há muitos anos com bons resultados, seja pela mistura a seco, que garante menor desperdício e consumo de ligante, ou misturado a úmido. Os autores também comentam as misturas pela técnica chamada de *deep mixing*, que consiste na inserção de um misturador no solo que, ao mesmo tempo em que revolve o solo injeta ligante, formando colunas rígidas e com geometria conhecida e controlada. Uma representação esquemática pode ser observada na figura 12.

Figura 12 – Aterros reforçados com colunas de solo com ligante

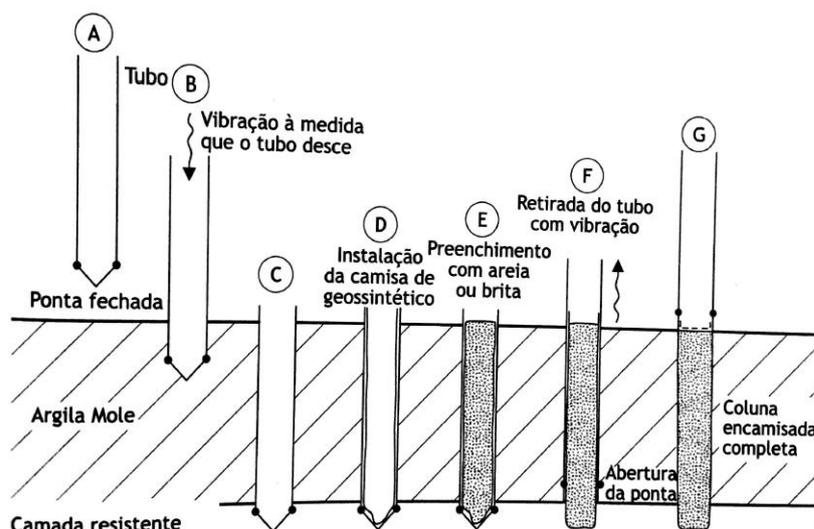


(fonte: adaptado de ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 32)

3.1.3.8 Colunas de material granular

A técnica consiste na introdução de colunas de material granular, brita ou areia, envoltos ou não por camisa geotêxtil, no solo de fundação por vibrossubstituição ou substituição simples (SANDRONI; CONSOLI, 2010). Segundo Almeida e Marques (2010), as colunas granulares, por serem muito mais rígidas que o solo que as envolve, absorvem a maior parte da carga transmitida à fundação, diminuindo os recalques. Massad (2003) relata a função de drenagem também executada pelas colunas granulares, outro aspecto positivo à sua implantação. A figura 13 apresenta um esquema das etapas da execução das colunas encamisadas por vibrossubstituição.

Figura 13 – Aterros reforçados com colunas granulares (etapas da execução): vibrossubstituição



(fonte: adaptado de ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 187)

3.1.3.9 Aterros reforçados com geossintéticos

O reforço de aterros com materiais geossintéticos, segundo Almeida e Marques (2010), é geralmente conjugado a outras soluções. As principais funções do reforço são: aumentar a resistência na base do aterro; distribuição e transmissão das cargas verticais e horizontais dos aterros às colunas granulares ou aos capitéis de aterros sobre estacas; e a separação do material de aterro com o material de fundação. Os autores ainda comentam que esses materiais funcionam como um elemento resistente à tração na base do aterro, aumentando o fator de segurança. A figura 9, anteriormente apresentada, conjugada a técnica de bermas de equilíbrio, também ilustra esta técnica.

3.2 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

A eficácia da previsão do comportamento geotécnico em obras de aterros sobre solos moles, segundo Ortigão (1980), não é somente influenciada pelo método de análise utilizado. A grande dificuldade em se determinar os parâmetros da camada mole do solo de fundação, seja devido à heterogeneidade, visto que os ensaios de campo e laboratório são pontuais e podem não representar como um todo a obra, ou seja, pela complexidade em se ter em laboratório as condições de contorno que representem o estado real dos materiais em campo, faz com que o acompanhamento contínuo durante a obra se faça necessário, descreve o autor.

Segundo Almeida e Marques (2010, p. 197), os objetivos da instrumentação geotécnica e o monitoramento das obras são “[...] verificar as premissas de projeto; auxiliar o planejamento da obra, principalmente no que concerne à sua segurança nas fases de carregamentos e descarregamentos; e garantir a integridade de obras vizinhas.”.

Almeida e Marques (2010, p. 196) ainda propõem alguns importantes critérios a serem seguidos a fim de se garantir que os objetivos traçados para a instrumentação sejam atingidos:

- a) deve-se conhecer a grandeza de medida que o instrumento fornecerá e a faixa de variação esperada;
- b) as análises devem ser realizadas logo após as leituras, a fim de que haja tempo adequado para decisões com relação à obra;
- c) a especificação técnica da instrumentação deve informar como os instrumentos serão instalados, sua locação e profundidade, a periodicidade das leituras e de que forma as medidas serão realizadas. Deve também informar o prazo para a apresentação das análises, os valores de alerta e as decisões associadas a esses valores;
- d) os instrumentos devem ser locados por coordenadas e altimetria. A instrumentação deve ser, na medida do possível, instalada próxima a locais onde foram executadas sondagens e ensaios.

Dienstmann (2011) divide em três os grupos de medidas de campo mais comuns utilizadas em obras de aterros sobre solos moles, sendo eles:

- a) **deslocamentos verticais** medidos tanto na interface do aterro com o solo mole de fundação como em profundidade dentro da camada compressível, resultando em dados de recalques totais e parciais, respectivamente;
- b) **deslocamentos horizontais** medidos na camada mole de fundação, próximo ao pé do aterro, onde a formação de superfícies potenciais de ruptura pode ter origem;

- c) **poropressões** medidas na camada mole, em diferentes profundidades e pontos, de modo a avaliar o andamento da obra em seus processos de carregamento e adensamento.

3.2.1 Medidas de Deslocamentos Verticais

Para se medir deslocamentos verticais, atualmente se dispõem de alguns equipamentos mais sofisticados, entretanto, instrumentos mais simples e baratos ainda continuam sendo largamente utilizados. A seguir são descritos os principais equipamentos empregados em medidas de deslocamento vertical.

3.2.1.1 Placas de recalque

Segundo Almeida e Marques (2010), as placas de recalque, compostas por uma placa metálica quadrada solidarizada a uma haste, são os instrumentos mais simples utilizados em projetos de instrumentação. Dienstmann (2011) comenta que as placas podem ser também de concreto armado ou mesmo de compensado naval.

As hastes são instaladas internamente a tubos, normalmente de PVC, que tem como objetivo diminuir o atrito entre a haste e o solo (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Segundo os autores, o monitoramento das placas é feito por topografia, sendo fundamental que estejam próximas de uma referência indeslocável, chamada de *benchmark*, para se referenciar as medidas. Os autores também sugerem que as placas sejam instaladas próximas a sondagens já executadas a fim de que se possam comparar os dados medidos com os previstos em projeto. Eles ainda descrevem as placas de recalques como instrumentos de simples execução e fácil instalação, mas atentam para os cuidados de que sejam instaladas antes do lançamento do aterro, para que não se perca nenhum dado, e que sejam feitas proteções mecânicas para evitar que se danifiquem os instrumentos durante a construção do aterro.

Ortigão (1980) afirma que as placas de recalque são instrumentos bastante confiáveis, desde que sejam tomados alguns cuidados básicos:

- a) a placa deve ser pesada o suficiente para que, com a construção das primeiras camadas de aterro sua estrutura não venha a se desnivelar, prejudicando as medidas que posteriormente serão feitas;
- b) antes da instalação das placas, deve-se remover cerca de 20 cm do solo natural, condizente a camada vegetal, a fim de assentar a placa diretamente sobre o solo mole de fundação do aterro.

A figura 14 exemplifica de placas de recalque metálicas, típicas.

Figura 14 – Placas de recalque típicas

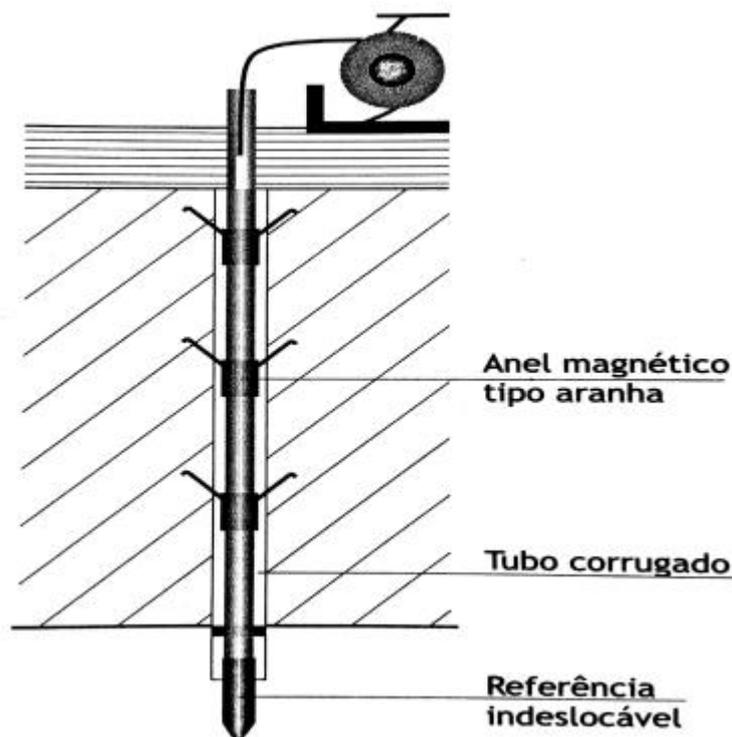


(fonte: PASSINI, 2008, p. 65)

3.2.1.2 Extensômetros magnéticos

Segundo Almeida e Marques (2010), os extensômetros são utilizados para medir deslocamentos ao longo de uma vertical em diferentes pontos e diferentes camadas. Ao contrário das placas de recalque, os autores comentam que os extensômetros são capazes de medir recalques específicos de cada camada. Esses instrumentos, mais utilizados em obras de grande porte, são compostos por um tubo guia e anéis magnéticos que são ancorados ao terreno em profundidades pré-estabelecidas. Segundo Dienstmann (2011), ao se introduzir uma sonda no tubo, a cada passagem da mesma pelos anéis magnéticos um som é emitido permitindo saber a sua profundidade e conseqüentemente seu deslocamento específico. Almeida e Marques (2010) dizem que as leituras são referenciadas ao fundo do tubo, que durante a instalação deve alcançar uma camada dita indeslocável. Os autores descrevem que os extensômetros de cordas vibrantes ainda são muito poucos utilizados no país, mas que apresentam bom desempenho também. Na figura 15, pode-se observar um esquema do instrumento com seus componentes principais.

Figura 15 – Detalhe de um extensômetro magnético

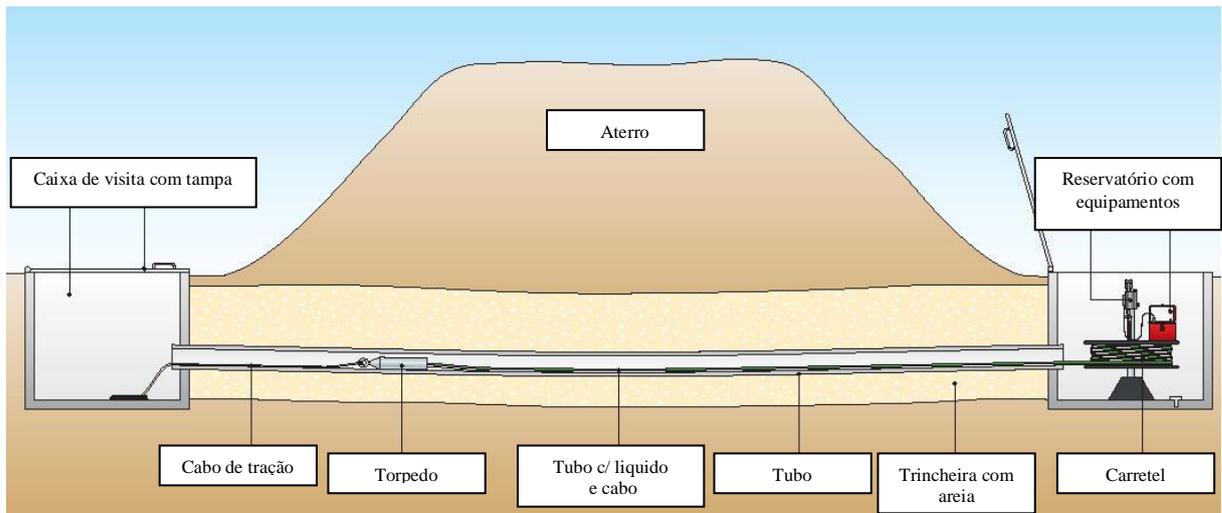


(fonte: ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 200)

3.2.1.3 Perfilômetros

Segundo Almeida e Marques (2010), os perfilômetros são instrumentos que permitem medir recalques ao longo de toda base do aterro, resultando em medidas mais precisas e contínuas quando comparado às placas de recalque. Um tubo é instalado na interface do aterro com o solo de fundação por onde é puxada uma sonda capaz de medir os deslocamentos do tubo. As grandes vantagens do perfilômetro com relação às placas de recalques são as medidas contínuas ao longo de toda base do aterro e o fato de que o instrumento fica enterrado, não atrapalhando assim a movimentação do maquinário e construção do restante do aterro, descrevem os autores. Existem também perfilômetros ainda mais modernos que funcionam com medidores de pressão e cordas vibrantes, como mencionado por Passini (2008) ao descrever a instrumentação empregada em um aterro experimental feito para a construção de uma siderúrgica no estado do Rio de Janeiro, mas estes ainda são pouco empregados. Um desenho esquemático de um perfilômetro pode ser observado na figura 16.

Figura 16 – Esquemática de um perfilômetro

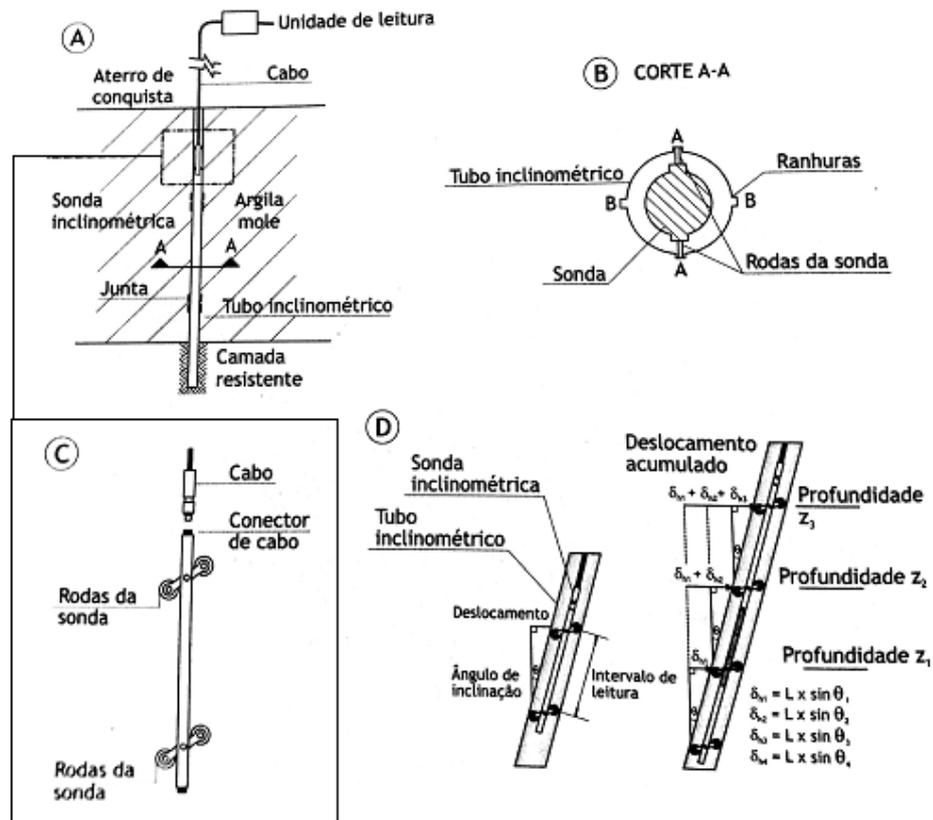


(fonte: GEOKON INCORPORATED, 2011, p. 3, tradução nossa)

3.2.2 Medidas de Deslocamentos Horizontais

Existem diversos tipos de instrumentos utilizados para medir deslocamentos horizontais, muitos deles são muito semelhantes aos utilizados para deslocamentos verticais, apenas posicionados na direção oposta (ORTIGÃO, 1980). Almeida e Marques (2010, p. 202) descrevem o inclinômetro, principal instrumento e o mais comum, como sendo “[...] um instrumento utilizado para medir os deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical, por meio da medida do desvio do tubo com relação à vertical.”. Como pode ser observado nas figuras 17A, B, C e D, o instrumento é composto por um tubo guia, metálico ou em PVC, que é cravado no terreno passando pela camada mole a ser estudada chegando até uma camada indeslocável. Conforme descrito por Almeida e Marques (2010), o tubo possui ranhuras que servem como guias para as rodas da sonda, também chamada de torpedo, que é introduzida no tubo e efetua as medidas. Ortigão (1980, p. 290) descreve as medidas do instrumento como “[...] o ângulo de inclinação do tubo-guia com a vertical, na posição em que a sonda se encontra.”.

Figura 17 – Detalhe esquemático de um inclinômetro: (A) e (B) tubo inclinométrico e sonda inclinométrica; (C) sonda inclinométrica; (D) detalhe das leituras



(fonte: ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 202)

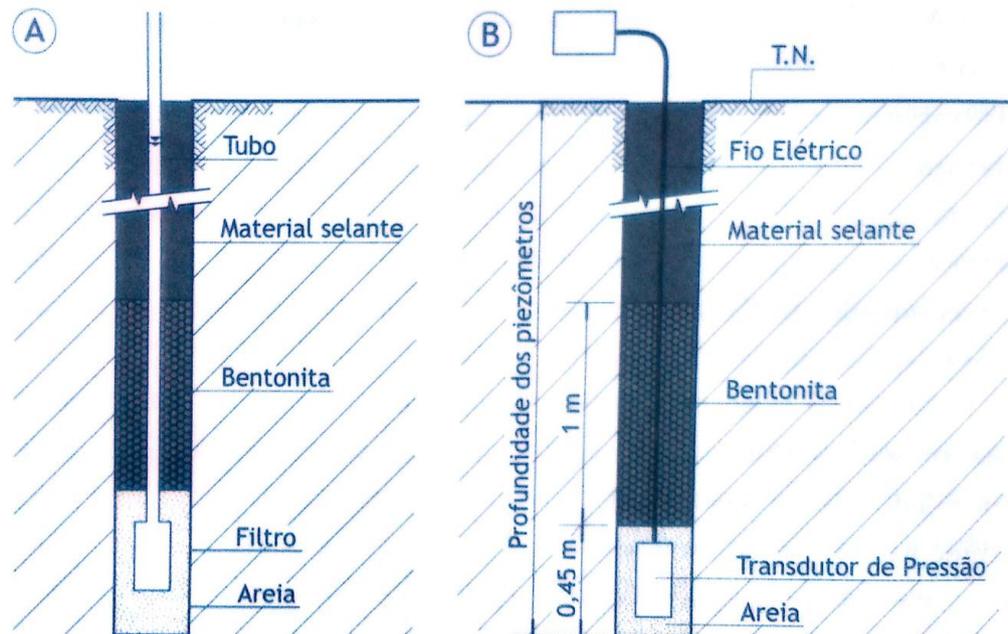
A instalação do instrumento requer cuidados para que sua função seja bem desempenhada. Como descrito por Almeida e Marques (2010, p. 203), “[...] deve-se instalar o tubo de forma que as ranhuras sejam perpendiculares ao pé do aterro, garantindo que os maiores deslocamentos sejam lidos na mesma direção [...]”. Mesmo sabendo que os maiores deslocamentos são sempre em uma mesma direção, AA, por exemplo, na figura 17B, Almeida e Marques (2010) recomendam que as leituras sejam feitas também na direção perpendicular, BB, e que se necessário deve ser calculada a resultante vetorial das medidas. Conforme a sonda passa pelo tubo as medidas são tomadas e, como pode ser visto na figura 17D, os cálculos são feitos e os desvios acumulados são computados. As medidas são tomadas a distâncias constantes, normalmente entre 0,5 a 1m.

3.2.3 Poropressões

A respeito das medidas de poropressões, “A instalação de piezômetros busca monitorizar as tensões geradas durante o processo de construção e a respectiva velocidade de dissipação do excesso de poropressões.” (DIENSTMANN, 2011, p. 28). Segundo Almeida e Marques (2010, p. 203), “As medidas de poropressões são realizadas por piezômetros dos mais diversos tipos. O piezômetro mais utilizado em aterros sobre solos moles é o de Casagrande [...]”. Almeida e Marques (2010) descrevem os piezômetros de Casagrande ou, como são também chamados, de tubo aberto, em um tubo vertical de PVC cuja ponta é perfurada e envolta por material geotextil que funciona como filtro. Segundo os autores, ele é instalado na profundidade desejada e o tubo é isolado da influência do restante do solo com uma camada de material de baixíssima permeabilidade, bentonita, por exemplo, como pode ser observado na figura 18A. Segundo Dienstmann (2011, p. 29), “Este instrumento apresenta boa confiabilidade e durabilidade, tendo como inconveniente a interferência física no canteiro de obras e elevado tempo de resposta.”. Almeida e Marques (2010) afirmam que o tempo necessário para que se leia o nível de água dentro do tubo, que representa a poropressão no ponto de instalação, se dá devido à baixa condutividade hidráulica dos solos argilosos e a necessidade de ser ter um determinado volume de água percolado do solo para dentro do tubo, acusando a variação na pressão.

Descrito por Almeida e Marques (2010), os piezômetros elétricos e de cordas vibrantes, apesar de custarem mais do que os convencionais de Casagrande, justificam seu emprego por não interferirem no andamento da obra, pois estão enterrados e as medidas são tomadas por meio de cabos, e apresentam menor tempo de resposta. Os autores comentam que estes equipamentos também devem ser isolados do restante do terreno por camada de baixa condutividade hidráulica, porém seu funcionamento é um pouco diferente. Os piezômetros elétricos leem as pressões medidas através de um diafragma acoplado a um transdutor elétrico. O deslocamento da membrana, impulsionado pela variação na pressão de água, muda a tensão aplicada a uma corda tensionada acoplada ao centro do diafragma, mudando sua frequência de vibração que é lida por um equipamento. Os detalhes quanto à instalação referente aos piezômetros elétricos e de cordas vibrantes podem ser vistos na figura 18B.

Figura 18 – Esquema de piezômetros: (A) Casagrande;
(B) elétrico ou de corda vibrante



(fonte ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 204)

3.3 MÉTODOS DE CONTROLE E PREVISÃO DE DESEMPENHO

Com base na instrumentação de campo é possível acompanhar a obra durante todo o processo e assim, garantir sua segurança. Diversos autores descrevem técnicas de previsão de desempenho que permitem prever possíveis falhas e planejar mudanças necessárias para assegurar o sucesso da obra. A seguir são descritas algumas técnicas desenvolvidas ao longo dos anos que permitem a avaliação qualitativa do desempenho de aterros sobre solos moles.

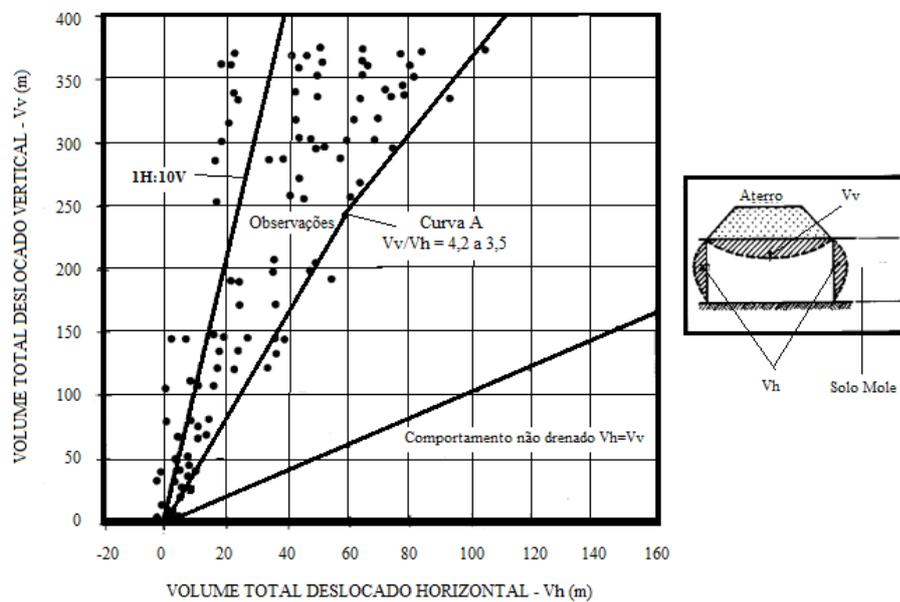
3.3.1 Evolução das técnicas de análise e previsão de desempenho

O acompanhamento contínuo de aterros reais, experimentais ou em escala reduzida vêm sendo feito durante muito tempo. Inicialmente com base nos deslocamentos de solo, foram feitos diversos trabalhos que evoluíram em técnicas de previsão do comportamento de obras deste tipo.

Hutchinson e Johnston ([1973]) estudaram a influência dos deslocamentos volumétricos totais, horizontais e verticais, na segurança de aterros instrumentados sobre solos moles. Os autores propuseram um método gráfico de acompanhamento, baseado na observação de dois

aterros experimentais em diversos estágios de carregamento, que consistia em lançar valores de volume total deslocado vertical (V_v) contra volume total deslocado horizontal (V_h) e determinar regiões do gráfico que separassem os pontos onde foi e onde não foi observada a ruptura. Por meio de uma reta, linha A da figura 19, os autores separaram os pontos estáveis dos não estáveis. Os pontos que apresentavam relação de volumes V_v/V_h maiores que 3,5 eram considerados estáveis.

Figura 19 – Relação entre volumes de deslocamento horizontal e vertical



(fonte: adaptado de HUTCHINSON; JOHNSTON, [1973], p. 701)

Marche e Chapuis (1974), ao estudarem os deslocamentos horizontais de oito aterros, propuseram um critério para a avaliação da estabilidade de aterros sobre solos moles baseados em um parâmetro adimensional R . Os autores propuseram a equação 13:

$$R = \frac{\rho_h \cdot E_u}{\Delta q \cdot B} \quad (13)$$

Onde:

R = parâmetro adimensional;

ρ_h = acréscimo de deslocamento horizontal, em m;

E_u = módulo de Young não drenado da camada de argila mole, em kPa;

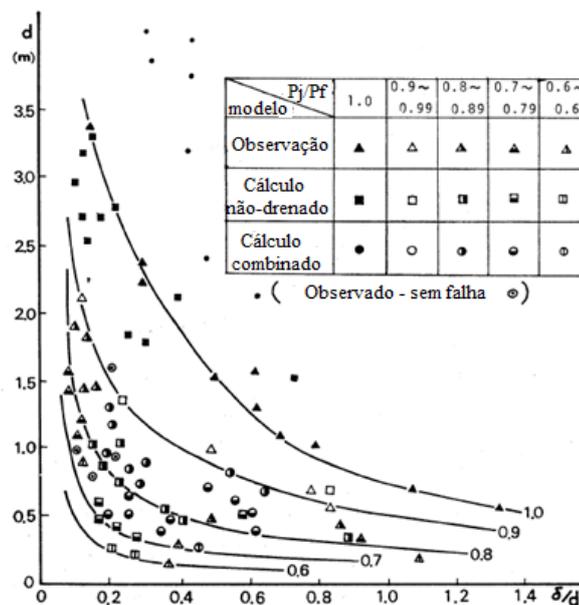
Δq = acréscimo de carga no aterro, em kPa;

B = largura do aterro, em m.

Os autores verificaram que para aterros com fatores de segurança altos, superiores a 1,4, os deslocamentos horizontais eram pequenos e o fator **R** assumia valores menores que 0,16. Entretanto, Sandroni et al. (2004) fazem a ressalva de que o método é dependente do valor do módulo de Young não drenado da argila mole, que é um parâmetro de difícil obtenção e sujeito a grandes incertezas.

Matsuo e Kawamura (1977) propuseram um método de avaliação de desempenho baseado em estudos numéricos de aterros experimentais instrumentados que consistia em se tomar medidas de deslocamentos verticais no centro do aterro (**d**), e deslocamentos horizontais superficiais no pé do aterro (**δ**), e graficar os pontos (**δ/d x d**) durante o alteamento do aterro e observar a evolução do gráfico. Os autores definiram áreas do gráfico, entre as curvas da figura 20, que correspondiam a ruptura, a 90% da ruptura e 80% da ruptura e assim por diante. Sandroni et al. (2004) ao aplicar o método proposto em dois aterros experimentais levados a ruptura, Juturnaíba e Sarapuí, observaram que as rupturas dos dois aterros ocorreram abaixo da curva **Pj/Pf = 0,8**, onde os pontos ali alocados deveriam representar aterros francamente estáveis.

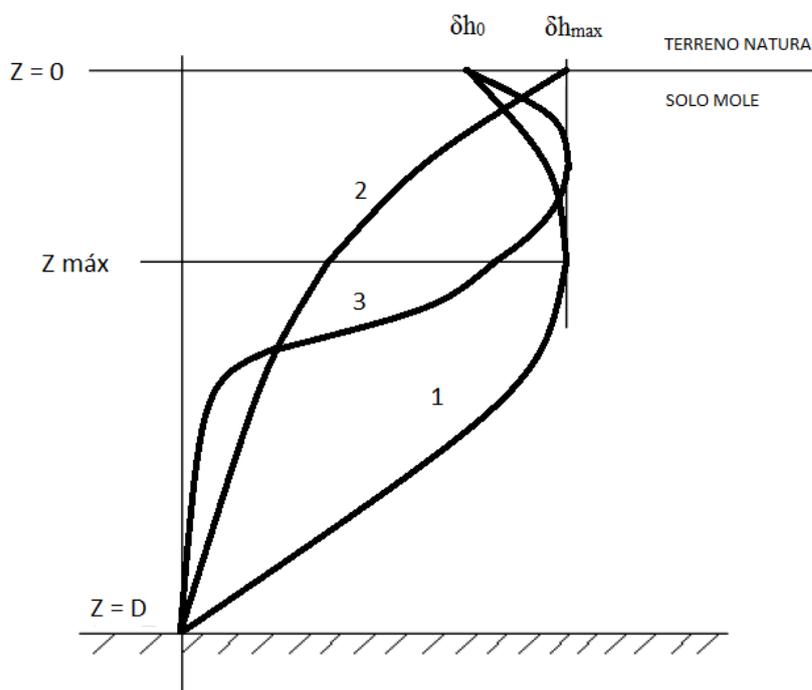
Figura 20 – Método de Matsuo e Kawamura



(fonte: MATSUO; KAWAMURA, 1977, p. 50, tradução nossa)

Bourges e Mieussiens⁶ (1979 apud SANDRONI et al., 2004) propuseram um método empírico, baseado em um estudo estatístico para a obtenção de curvas de deslocamento horizontal ao longo de uma vertical pelo pé do aterro. O método tinha o objetivo de prever os deslocamentos máximos horizontais (δ_{hmax}) ao final da fase de adensamento e o valor era normalizado pela espessura da camada mole (D), como se pode observar na figura 21. Apesar de existir um grande número de dados, eles são muito dispersos, sendo que somente fora definido um critério para talude de aterros com fator de segurança maior que 1,3, cuja relação δ_{hmax} sobre recalque máximo no eixo (s) seria igual a 0,16. A caracterização dos deslocamentos propostas pelos autores pode ser vista na figura 21, na qual a curva 1 representa as medições de deslocamento no pé do talude, a curva 2 as medições em uma vertical além do *offset* do talude e a curva 3 são as medidas no pé do talude, porém apenas da parte referente a camada mole.

Figura 21 – Perfis de deslocamento horizontal



(fonte: BOURGES; MIEUSSIENS⁷, 1979 apud DIENSTMANN, 2011, p. 34)

⁶ BOURGES, F.; MIEUSSIENS, C. **Influence des déplacements lateraux du sol de fondation sur le tassements d'un remblai.** Bulletin de Liaison, Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1979. (demais informações não constam no documento).

⁷ op. cit.

Tavenas et al. ⁸ (1979 apud SANDRONI et al., 2004), ao estudarem o efeito dos deslocamentos laterais de solos em estacas vizinhas, baseado na instrumentação de cerca de 21 aterros, utilizaram as relações entre o deslocamento horizontal máximo em uma vertical no pé do aterro (y_m) e o máximo recalque na base do aterro (s) e propuseram limites para a relação y_m/s , complementando estudos anteriormente realizados:

- a) enquanto as tensões aplicadas forem inferiores as de pré-adensamento, o que ocorre nas fases iniciais do carregamento, o comportamento é aproximadamente elástico, e a relação y_m/s permanece entre 0,09 e 0,27;
- b) na fase de carregamento, quando as tensões superam a tensão de pré-adensamento, o material passa a ter comportamento elasto-plástico, normalmente adensado e a relação y_m/s fica entre 0,71 e 1,31;
- c) na fase de adensamento, os valores da relação y_m/s se mantêm entre 0,14 a 0,18.

Mais tarde começaram a surgir trabalhos que distinguem os deslocamentos causados por adensamento, dos causados por *creep*, que é a fluência do material. Estes deslocamentos foram estudados por Loganathan et al. (1993) e originaram o chamado método **FDA**, *Fild Deformation Analysis*. O método **FDA** consiste em determinar dois parâmetros, α e β , que considerariam a influência dos deslocamentos horizontais nos recalques no centro do aterro. As expressões para α e β são:

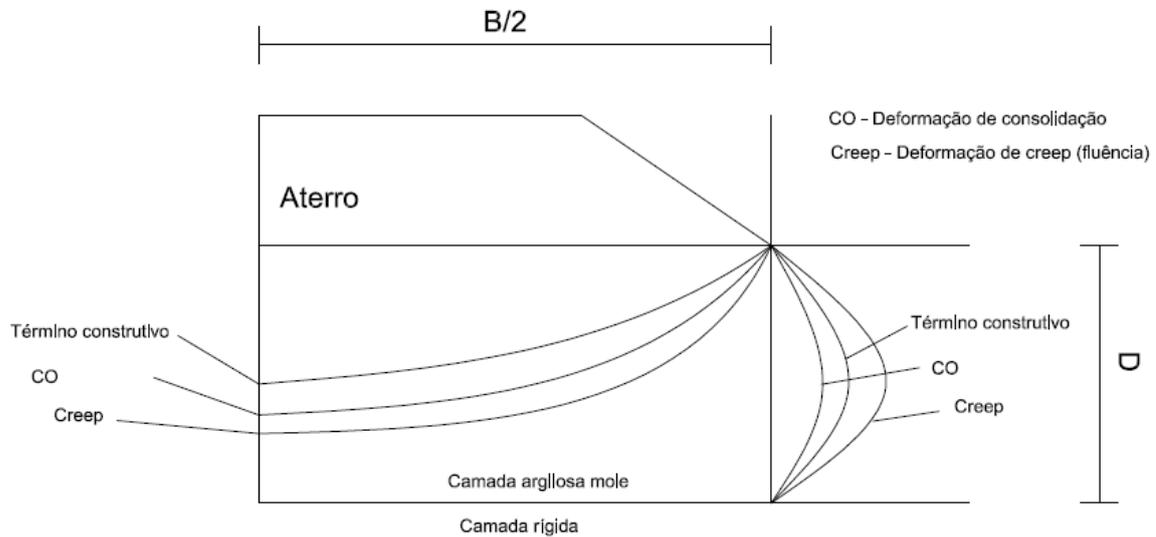
$$\alpha = \frac{\text{vol. de adensamento vertical}}{\text{vol. de adensamento horizontal}} \quad (14)$$

$$\beta = \frac{\text{vol. de creep vertical}}{\text{vol. de creep horizontal}} \quad (15)$$

Os padrões de deformações horizontal e vertical, por adensamento ou por *creep*, são conforme a figura 22.

⁸ TAVENAS, F.; MIEUSSENS, C.; BORGES, F. Lateral displacements in Clay foundation Under Embankments. **Canadian Geotechnical Journal**. [S. l.], v. 16, p. 532-550, 1979.

Figura 22 – Fronteiras de deformação



(fonte: adaptado de LOGANATHAN et al., 1993, p. 1192)

Ladd (1991), em seu trabalho salienta que o uso de técnicas de previsão de comportamento e acompanhamento de obras de aterros sobre solos moles requer experiência e prudência, e indica diversos gráficos e técnicas a serem observados:

- para detectar possíveis zonas fracas e obter os valores de deslocamento horizontal máximo, utilizar a relação deslocamento horizontal no pé do aterro versus a profundidade (h/z);
- para detectar zonas de falha ou ruptura, utilizar as relações de recalque no centro do aterro (s) e o deslocamento máximo no pé do aterro (h_{max}) pela altura do aterro (H), (s/H) e (h_{max}/H);
- para verificar se as respostas são drenadas ou não drenadas, utilizar a relação entre o deslocamento horizontal máximo no pé do aterro contra o recalque do centro do aterro ($h_{max} \times s$);
- para análise de possível ruptura por cisalhamento não drenado, verificar a tendência quanto à estabilização das relações incrementais de deslocamento horizontal máximo, em relação ao tempo e ao adensamento no pé do aterro, (dh_{max}/dt) e (dh_{max}/ds), em função da altura do aterro (H), e do tempo (t).

3.3.2 Método dos volumes

As diferentes geometrias presentes nas mais diversas obras de aterros sobre solos moles, ainda não abordadas com ênfase nas técnicas de previsão de desempenho descritas anteriormente, motivaram os pesquisadores Sandro S. Sandroni, Willy A. Lacerda e José Roberto T. Brandt a

desenvolver o chamado Método dos Volumes. Os autores utilizaram dados de diversos aterros experimentais, como por exemplo: o aterro de Sarapuí estudado anteriormente por Ortigão (1980); o aterro de Juturnaíba estudado por Coutinho (1986), entre outros. O método, como descrito pelos próprios autores, “[...] tem algum respaldo teórico mas é, essencialmente, empírico, posto ter sido baseado, principalmente, em observações em obras.” (SANDRONI et al., 2004, p. 34). A aplicação do método consiste em: avaliar as relações entre o tempo (t), e os volumes deslocados na vertical (V_v), e na horizontal (V_h), ($t \times V_v/V_h$) e avaliar a relação entre a altura do aterro (H), e o volume total deslocado na horizontal, (V_h), ($H \times V_h$). A grande novidade do método é a utilização de volumes, o que da precisão e credibilidade ao método em detrimento as técnicas anteriores que se baseavam apenas em deslocamentos máximos ou médios. Apesar de mais precisos, a aplicação destas técnicas exige medidas mais frequentes e uma instrumentação mais pesada.

3.3.2.1 Relação $t \times V_v/V_h$

Sandroni et al. (2004) recomendam que se acompanhe os deslocamentos em relação ao tempo tanto em termos absolutos (V_v/V_h), como incremental (dV_v/dV_h). Segundo eles, a relação acumulada reage de maneira mais suave e pode não evidenciar mudanças de tendência que caracterizariam ruptura. Já a relação incremental é muito mais sensível e não é atenuada por efeitos anteriores, sendo mais flagrantes quanto às mudanças de comportamento, entretanto, variações abruptas muitas vezes são observadas devido a imprecisões de medidas.

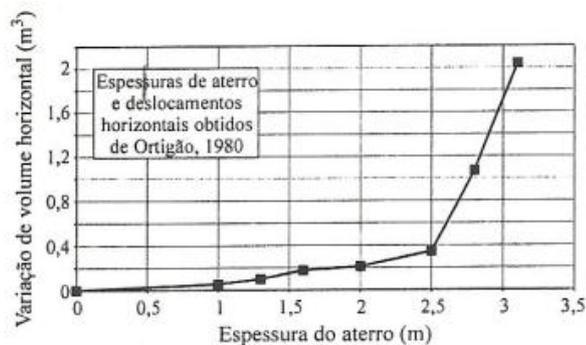
Para a relação do tempo com V_v/V_h deve-se estar atento as duas fases distintas da construção, descrevem os autores:

- a) **etapa de carregamento** – nesta etapa o comportamento é predominantemente não drenado, com cargas variando com o tempo, e as taxas de V_v/V_h ou dV_v/dV_h apresentam valores superiores a três, podendo chegar a 12 ou mais, o que indica normalidade. Relações inferiores a três, tendendo a unidade indicam possível ruptura ou ruptura já em andamento, inclusive. Os valores volumétricos devem ser obtidos a partir do início da etapa a ser estudada e os incrementais devem ser considerados entre leituras consecutivas.
- b) **etapa de adensamento** – nesta etapa a carga é constante e o comportamento é predominantemente drenado. Aterros estáveis apresentam valores de V_v/V_h ou dV_v/dV_h superiores cinco, crescentes com o tempo a partir da interrupção do carregamento, ou superiores aos das etapas semelhantes anteriores. Relações entre três e cinco, ou inferiores aos obtidos nas etapas anteriores, requerem cuidados e inspiram carregamentos mais lentos na sequência até se verificar novamente a segurança.

3.3.2.2 Relação $H \times V_h$

Nas etapas de carregamento, Sandroni et al. (2004) indicam o uso da relação entre a altura do aterro (H), e o deslocamento total horizontal (V_h), ($H \times V_h$) além das relações de V_v/V_h . Segundo os autores, a primeira relação pode denunciar rupturas pela mudança na inclinação da curva graficada, como pode ser observado na figura 23, referente a aplicação do método dos volumes no aterro de Sarapuí estudado por Ortigão (1980).

Figura 23 – Aterro do Sarapuí: evolução do volume horizontal com a espessura do aterro



(fonte: SANDRONI et al., 2004, p. 29)

3.3.2.3 Observações quanto a aplicação do método

Sandroni et al. (2004) comentam que em argilas sensíveis, onde o comportamento do material é frágil, rupturas abruptas podem ocorrer e estas são de difícil detecção. Já em solos ditos dúcteis, o início da ruptura é gradativo e mais lento, sendo mais facilmente percebido, possibilitando ações corretivas antes que ocorra a ruptura.

Sobre a presença de geossintéticos de reforço na base do aterro, “A forma da curva de deslocamento horizontal com a profundidade será certamente afetada já que o reforço tenderá a fazer com que o deslocamento horizontal seja menor na superfície do terreno.” (SANDRONI et al., 2004, p. 34). Os valores de V_v/V_h podem ser altos no início do carregamento, mas ao se aproximar da ruptura os valores de dV_v/dV_h tendem a unidade, mesmo na presença do reforço, mantendo assim válido o método para estes casos, explicam os autores.

Da mesma maneira que utilizando reforços com geogrelhas, os casos de fundações tratadas tanto com geodrenos aceleradores de recalques como com colunas granulares, na iminência de

ruptura, a relação entre os volumes deslocados vertical e horizontalmente tendem à unidade, validando o método também nesses casos.

3.3.3 Técnicas baseadas em distorções

As técnicas atuais de previsão de comportamento que levam em conta as distorções lidas diretamente de inclinômetros têm seus critérios de segurança também relacionados as condições de carregamento, como por exemplo, a velocidade de construção e o estado de tensões atuante no componente de solo em cada etapa estudada. Segundo Almeida e Marques (2010, p. 211), “A distorção **d** é o arco tangente da reta que liga dois pontos consecutivos da curva de deslocamento horizontal contra a profundidade [...]”, definida pela equação 16:

$$d = \text{arc tg} \frac{\delta_{h1} - \delta_{h2}}{Z_1 - Z_2} \quad (16)$$

Onde:

d = a distorção no ponto, em %;

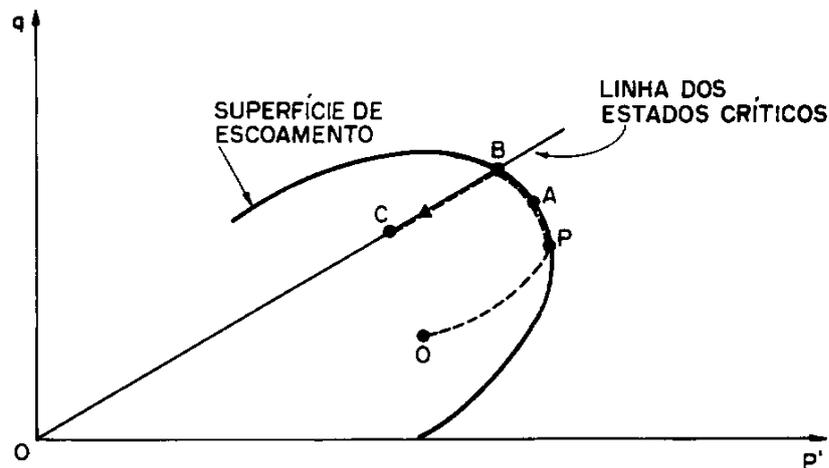
δ_{h1} e δ_{h2} = deslocamentos horizontais no solo nos pontos 1 e 2;

Z_1 e Z_2 = profundidades dos deslocamentos dos pontos 1 e 2.

Brugger (1996) em sua tese de doutorado, em que além de estudar o desempenho executivo do quebra-mar do Terminal Portuário de Sergipe, baseado em técnicas acima descritas, propôs uma metodologia de controle da segurança em obras de aterros sobre solos moles baseada em distorções, visto que o próprio autor cita as dificuldades em se medir com precisão volumes deslocados em obras de grande porte. Conforme pode ser acompanhado na figura 24, Brugger (1996) apresenta como seriam as trajetórias de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé de um aterro que seria levado até a ruptura. Inicialmente, no ponto **O**, o estado de tensões se encontra dentro da superfície de escoamento. Ao se iniciar o carregamento a trajetória tende para o ponto **P**, devido à rápida dissipação da poropressão nesse estágio do carregamento. A partir deste ponto o solo apresenta plastificação causando aumento nas poropressões e nas deformações cisalhantes. Continuando o carregamento a trajetória de tensões efetivas tende a ir em direção à linha dos estados críticos, ponto **B**, em um comportamento não drenado. O contato da trajetória de tensões efetivas com a linha dos

estados críticos representa a ruptura localizada deste elemento, e a partir daí, a trajetória tende para C, caracterizando grandes deformações e geração de poropressão.

Figura 24 – Trajetória de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro em carregamento até a ruptura



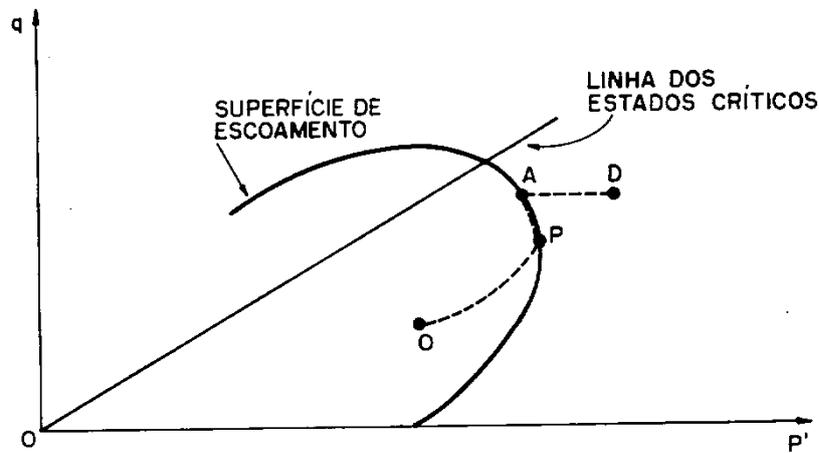
(fonte: BRUGGER, 1996, p. 160)

Caso o carregamento fosse interrompido antes da ruptura localizada, as tensões cisalhantes permaneceriam aproximadamente constantes e a trajetória de tensões efetivas poderia se desenvolver de duas maneiras:

- para a direita**, do ponto A para o ponto D da figura 25, com dissipação do excesso de poropressão gerado, caracterizado pelo adensamento e aumentando a segurança;
- para a esquerda**, do ponto A para o ponto E da figura 26, com aumento das poropressões caracterizado pelo fenômeno de *creep* não drenado, diminuindo a segurança.

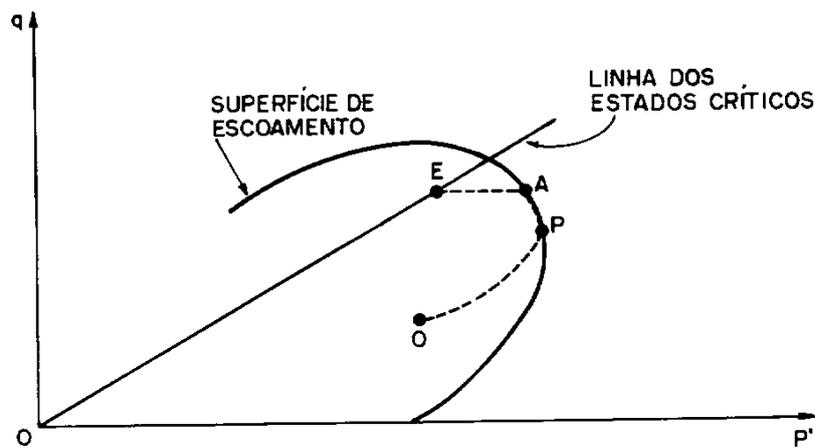
Os fenômenos apresentados separadamente, na realidade, segundo Brugger (1996), ocorrem simultaneamente e não se pode identificá-los com tanta clareza. O autor também comenta que quando o fator de segurança tende a unidade os efeitos de *creep* não drenado são dominantes em relação aos efeitos do adensamento.

Figura 25 – Trajetória de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro em carregamento e adensamento



(fonte: BRUGGER., 1996, p. 161)

Figura 26 – Trajetória de tensões efetivas para um ponto situado abaixo do pé do aterro em carregamento e *creep* não drenado



(fonte: BRUGGER., 1996, p. 161)

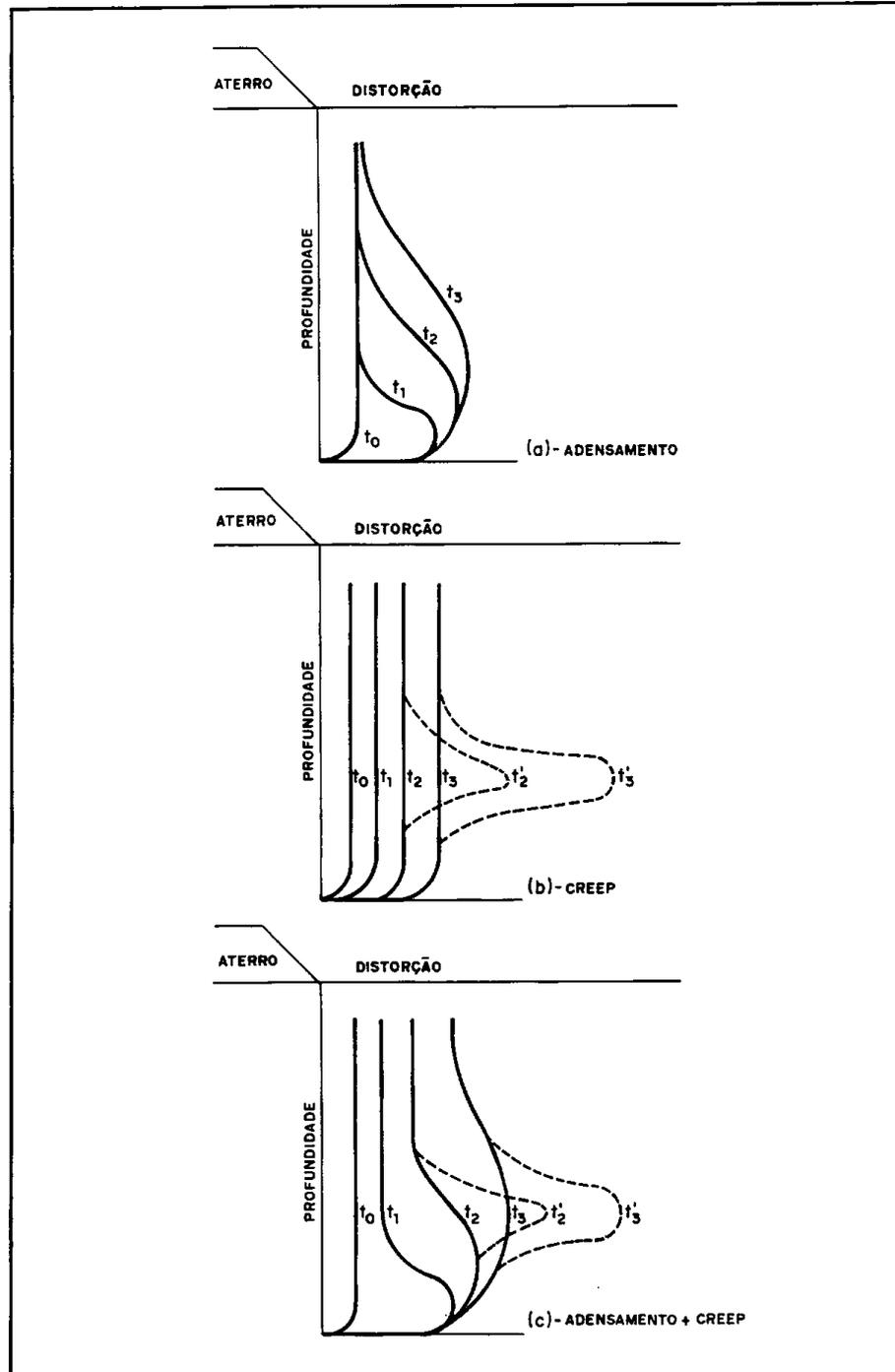
A simultaneidade dos efeitos é tal que “Dependendo da velocidade de carregamento e do fator de segurança atingido, para qualquer tempo existem na fundação zonas onde os processos de adensamento são predominantes e zonas onde os processos de *creep* são predominantes.” (BRUGGER, 1996, p. 171-172). Ao contrário do que se pensou por muito tempo, como o observado anteriormente na figura 22, proposta por Loganathan et al. (1993), em que o adensamento causaria uma diminuição na deformação horizontal, Brugger (1996) contrapõe

dizendo que os deslocamentos horizontais crescem com o tempo após o carregamento, seja devido ao *creep* não drenado com geração de poropressão, seja devido ao adensamento com dissipação dos excessos de poropressão.

Conhecendo os fenômenos que causam os deslocamentos de solos nas fundações de aterros sobre solos moles, pode-se interpretar de maneira qualitativa os perfis de deformação cisalhante, as distorções em uma vertical lidas pelo inclinômetro, e determinar como cada fenômeno se apresenta. Segundo Brugger (1996), o perfil de distorções caracterizado pelo processo de adensamento, sem *creep* não drenado, cresce inicialmente junto às fronteiras drenantes logo que se interrompe o carregamento, devido as tensões cisalhantes que são maiores nesta região, neste instante, tempos t_1 , t_2 e t_3 da figura 27a. Na parte superior, dependendo da rigidez do material, podem ocorrer distorções negativas, inclusive. O comportamento típico de *creep* não drenado, sem adensamento, é representado por distorções crescentes ao longo de toda camada mole, sem apresentar estabilização rápida junto à camada drenante inferior. Conforme a figura 27b, pode haver uma rápida aceleração do deslocamento em algum ponto da camada de solo mole, caracterizando a ruptura localizada, representada pelos tempos t_2' e t_3' .

Segundo o autor, em um caso real os fenômenos ocorrem simultaneamente como pode ser visto na figura 27c, em que as distorções aumentam ao longo de toda camada devido ao *creep* não drenado, porém com velocidades de distorções maiores junto à fronteira drenante inferior, devido ao adensamento. As distorções tendem a estabilizar primeiro junto às fronteiras drenantes devido a diminuição do excesso de poropressão e ganho de resistência, passando em seguida para o meio da camada. Como no meio da camada mole o processo de *creep* atua por mais tempo, as distorções finais tendem a ser maiores. O processo pode tender para a estabilização, tempo t_3 , quando o adensamento inicia antes da ruptura por *creep*, ou tender à ruptura, conforme tempo t_3' . A ruptura ocorre sempre na profundidade em que a tensão cisalhante for mais próxima da resistência disponível no solo, “De modo geral, esta profundidade situa-se na metade inferior da camada de solo mole, mas acima da região próxima da fronteira drenante, pois nesta região o adensamento se sobrepõe ao processo de *creep* não drenado.” (BRUGGER, 1996, p. 178).

Figura 27 – Perfis de distorções típicos (a) para adensamento, (b) *creep* não drenado e (c) ambos



(fonte: BRUGGER., 1996, p. 176)

Ao utilizar dados de diversos estudos aplicados às observações de comportamento desenvolvidas, Brugger (1996) definiu alguns comportamentos típicos para cada fase de carregamento, apresentados no quadro 2. A tensão normal octaédrica (σ_{oct}), relacionada aos comportamentos, é definida por Ortigão (1995) como a média das tensões normais principais,

(σ_1 , σ_2 e σ_3). As variáveis δ_{hmax} e δ_{veixo} , são os deslocamentos máximos horizontal e vertical medidos no eixo do aterro, respectivamente.

Quadro 2 – Comportamentos típicos e observados de instrumentação

Comportamento	Instrumentação
Deformações elásticas com estado de tensões no interior da superfície de escoamento.	- Distorções pequenas, menores que 1%. - Excessos de poro-pressões menores que $\Delta\sigma_{oct}$ - $\delta_{hmax} \leq 0,20 \delta_{veixo}$ - $\delta_{veixo} \geq 6 \delta_{hmed}$
Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em comportamento não-drenado, sem iminência de ruptura.	- Distorções pequenas, menores que 2%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados antes da ruptura. - Excessos de poro-pressões proporcionais a $\Delta\sigma_{oct}$. - $\delta_{hmax} \leq 1,0 \delta_{veixo}$ - $\delta_{veixo} \geq 6 \delta_{hmed}$
Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em comportamento não-drenado, na iminência de ruptura.	- Distorções maiores, de 2 a 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados na ruptura. - Excessos de poro-pressões maiores que $\Delta\sigma_{oct}$. - $\delta_{hmax} \approx 1,0 \delta_{veixo}$ - $\delta_{veixo} \leq 3 \delta_{hmed}$
Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em processo de <i>creep</i> não-drenado, na iminência de ruptura	- Distorções maiores, de 2 a 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios não-drenados na ruptura e ensaios de fluência. - Excessos de poro-pressões maiores que $\Delta\sigma_{oct}$. - $\delta_{hmax} \approx 1,0 \delta_{veixo}$ - $\delta_{veixo} \leq 3 \delta_{hmed}$
Deformações plásticas com estado de tensões sobre a superfície de escoamento em processo de adensamento, sem iminência de ruptura	- Distorções grandes, maiores que 4%, compatíveis com a deformação cisalhante de ensaios drenados. - Distorções grandes junto às fronteiras drenantes. - Excessos de poro-pressões menores que $\Delta\sigma_{oct}$. - $\delta_{hmax} \leq 0,2 \delta_{veixo}$ - $\delta_{veixo} \geq 6 \delta_{hmed}$

(fonte: BRUGGER, 1996, p. 191)

Brugger (1996) define alguns critérios que obras apresentariam durante uma interrupção no carregamento:

- a) **estável** – distorções grandes e crescentes junto às fronteiras drenantes com dissipação do excesso de poropressão. Distorções pequenas e poropressões estáveis nas regiões longe das fronteiras drenantes. Deslocamentos máximos horizontais (δ_{hmax}) menores que 20% do deslocamento vertical no eixo (δ_{veixo})

ou valores de δ_{veixo} maiores que seis vezes o valor do deslocamento horizontal médio (δ_{hmed});

- b) **instável** – distorções grandes e crescentes longe das fronteiras drenantes com crescimento e valores elevados de excessos de poropressões. Os valores de deslocamento horizontal máximo (δ_{hmax}) próximos do valor de deslocamento vertical no eixo (δ_{veixo}) ou valores de δ_{veixo} menores do que três vezes o deslocamento horizontal médio (δ_{hmed}).

Almeida et al. ([2000]) ao estudarem os aterros instrumentados de uma estação de tratamento de água no Rio de Janeiro, obtiveram valores de distorções superiores a 7% com estabilidade. O fato pode ser atribuído a grande presença de material orgânico, muito mole, na cama argilosa, o que demonstra o cuidado que deve ser tomado ao se analisar obras por estes métodos, descrevem os autores. Sabendo de alguns casos nos quais as distorções se apresentavam superiores aos critérios até então estabelecidos, mas com segurança, os autores propuseram que as distorções fossem analisadas quanto a sua velocidade de ocorrência, segundo a equação 21:

$$Vd = \frac{\Delta d}{\Delta t} \quad (17)$$

Onde:

Vd = taxa de distorção, em %/dia;

Δd = variação de distorção, em %;

Δt = variação de tempo, em dias.

Almeida et al. ([2000]) sugeriram então critérios de acompanhamento baseados na equação proposta. Segundo os autores, deve-se observar se a velocidade de distorção encontra-se dentro dos limites:

- a) **Vd < 0,5% por dia** – indica estabilidade, a princípio, e se deve apenas seguir o monitoramento;
- b) **0,5% por dia < Vd < 1,5 % por dia** – devem ser tomados cuidados, pois o processo de ruptura pode estar surgindo e apenas não ter se manifestado ainda. Aumento no número de leituras e a instalação de mais instrumentos no local são aconselhados;
- c) **Vd > 1,5% por dia** – deve se ter cautela. Interromper o carregamento é aconselhado.

A mesma obra estudada por Almeida et al. ([2000]) que apresentou distorções superiores a 7% apresentou taxas de distorção máximas de 0,15% por dia. Rabassa (2010) ao estudar a evolução das distorções na obra de ampliação dos molhes de Rio Grande observou distorções máximas em torno de 3% com taxas não superiores 0,03% por dia, indicando estabilidade e concordando com as proposições dos métodos anteriormente descritos.

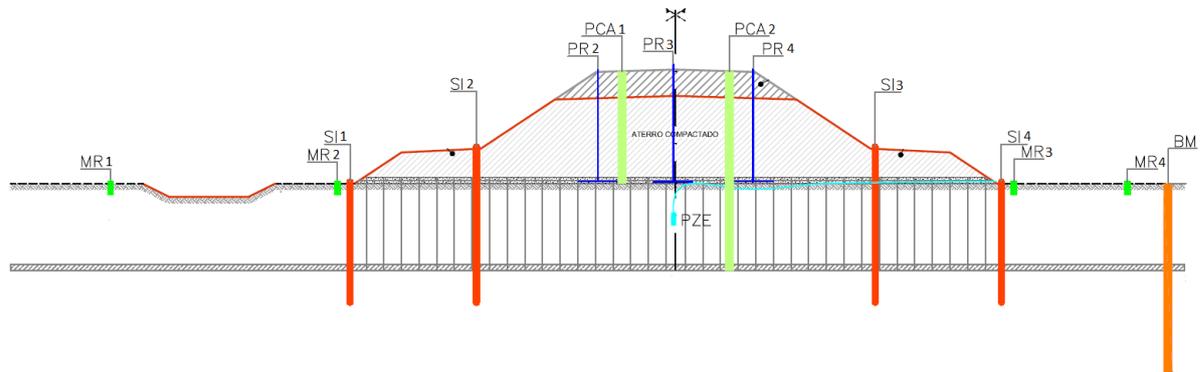
4 DESCRIÇÃO E AVALIAÇÃO DAS SEÇÕES ESTUDADAS

Em obras lineares, como a construção de uma rodovia, espera-se que a heterogeneidade dos materiais que compõem as fundações dos aterros seja muito grande. As investigações geotécnicas executadas durante a fase de projeto da rodovia se distribuíram ao longo do eixo e os perfis geotécnicos, com sua estratigrafia e parâmetros, foram delimitados em seções típicas para cada trecho. Os dados da instrumentação de campo tiveram o objetivo de auxiliar a obra e sua frequência de medida seguiu o planejamento da mesma, sendo por vezes insuficientes para uma análise acadêmica mais detalhada. Em virtude da periodicidade das leituras na instrumentação e tendo em vista o espaçamento das investigações geotécnicas em obras deste tipo, selecionaram-se duas seções representativas, com investigações geotécnicas próximas e frequência de dados adequada às análises para serem estudadas.

4.1 SEÇÃO – km 5+300

O aterro construído nesta seção chegou a 5,5 m de altura. A sobrecarga temporária de 2,5 m, prevista para acelerar os recalques primários e antecipar os recalques secundários não foi executada em sua totalidade por motivos da obra. A estabilização dos aterros foi feita por bermas de equilíbrio e construção por etapas, os recalques acelerados por geodrenos verticais, pré-fabricados, dispostos em malhas quadradas com espaçamento de 1,70 m. A instrumentação dispôs de inclinômetros, piezômetros de Casagrande, piezômetro de cordas vibrantes, placas de recalques, marcos de recalque e referências de nível. Um desenho representativo da seção pode ser visto na figura 28. A numeração dos instrumentos seguiu a ordem crescente da esquerda para direita como indicado na figura.

Figura 28 – Seção representativa instrumentada

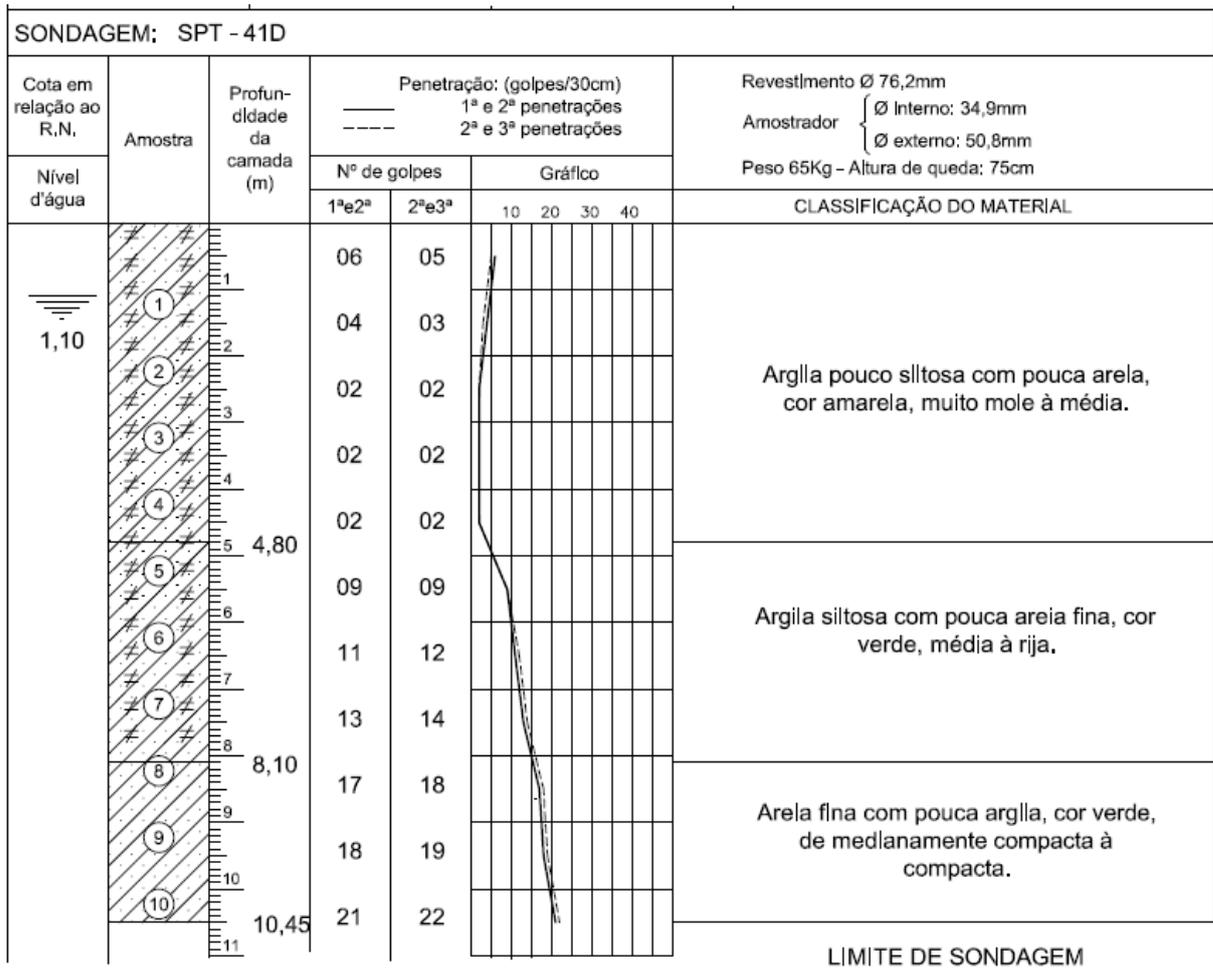


(fonte: [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 137)

4.1.1 Sondagens, ensaios e caracterização geotécnica

Próximo da seção em estudo, as sondagens SPT mostraram que a espessura da camada mole era bastante variada, de 4 a 8 metros, e sua resistência de 1 a 3 golpes. Apesar dessa variação, que foi confirmada pelos ensaios de CPTU, definiu-se com base nos ensaios mais próximo como 5,5 m a espessura da camada mole seguida de uma camada de areia siltosa, evidenciada principalmente pelos ensaios CPTU, apesar de algumas sondagens SPT indicarem camada argilosa abaixo. Na figura 29, pode ser visto um perfil típico SPT da região.

Figura 29 – Perfil típico SPT km 5+500



(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011b, p. 621)

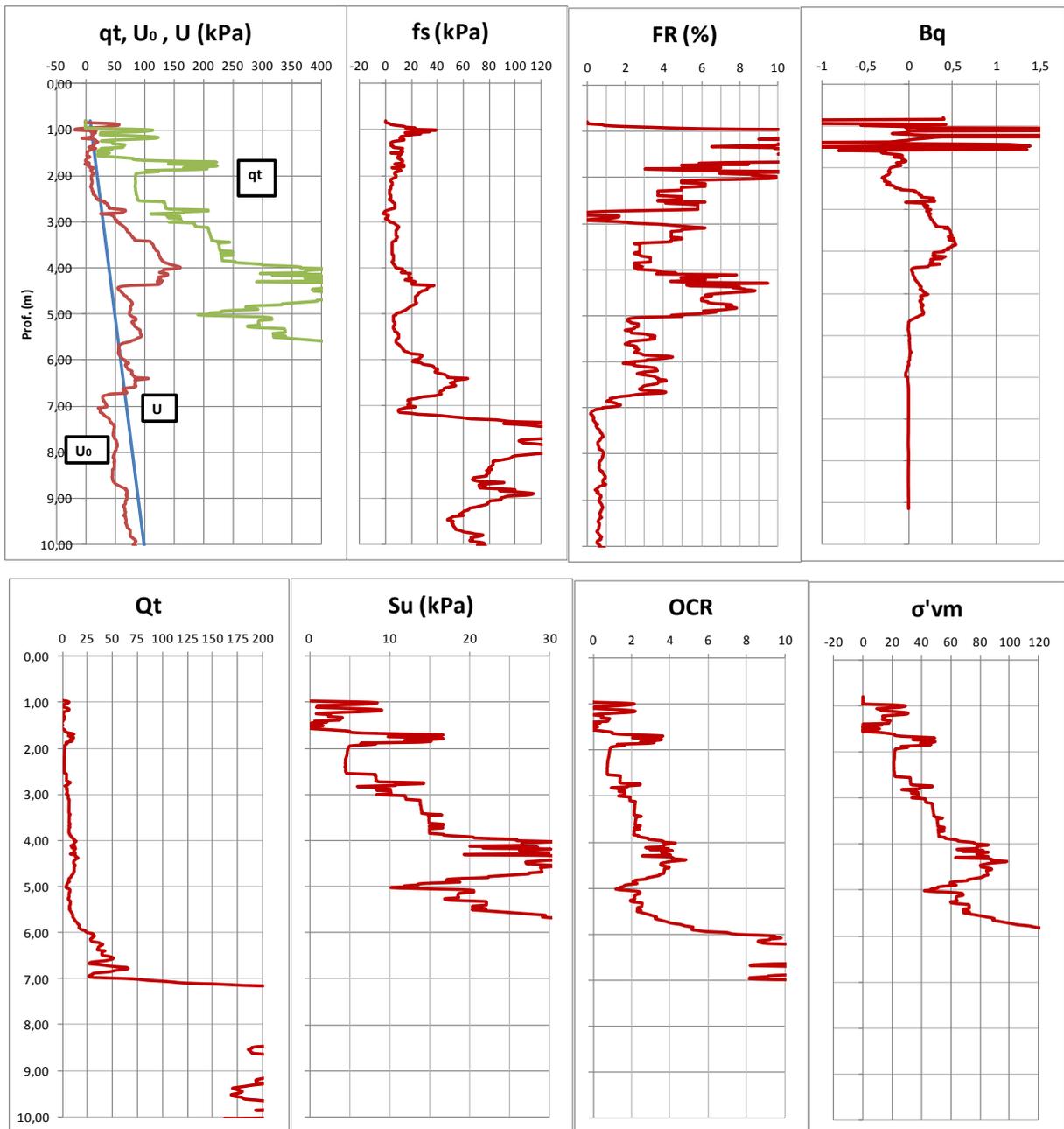
Ensaio de CPTU com dissipação, ensaios de palheta e de adensamento também foram executados nas proximidades. Entretanto, devido a essa variação de profundidades e resistências, os resultados dos ensaios complementares também foram bastante dispersos. Os parâmetros adotados para a seção buscaram representar o conjunto das investigações em termos médios e representar o comportamento real da obra, confrontando os resultados das análises com os da instrumentação de campo.

4.1.1.1 Ensaio CPTU com dissipação

Três ensaios **CPTU** foram feitos nos quilômetros 4+483, 4+894 e 5+600. Como pode ser visto nas figuras 30, 31 e 32, foi confirmada a presença do solo mole com valores de resistência de ponta corrigida inferiores a 150 kPa nos pontos mais desfavoráveis. Os ensaios mostram grandes variações de resistência ao longo da profundidade e a variação dos excessos

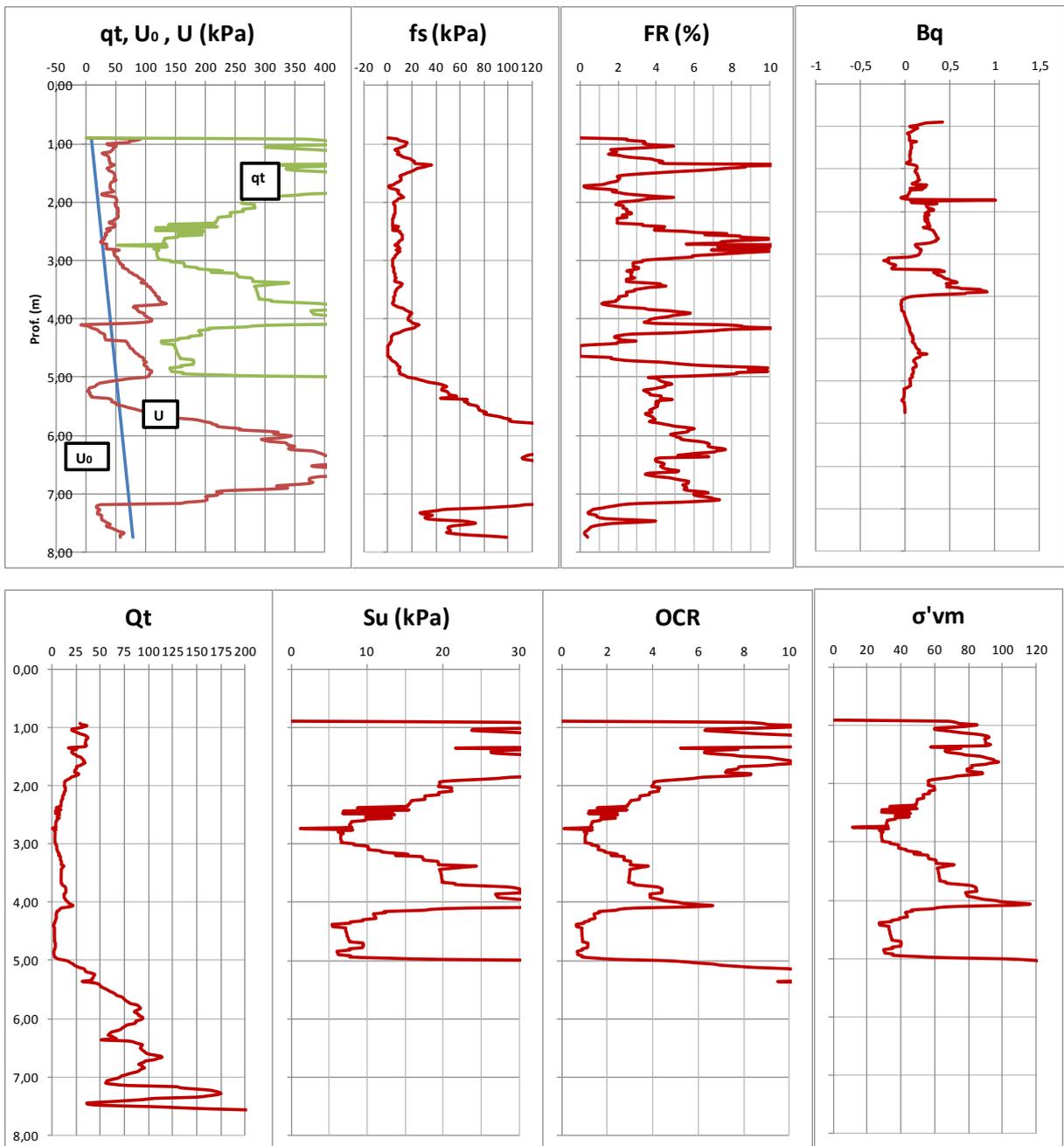
de poropressão gerados indicam possíveis lentes de areia na camada mole. Essas lentes, apesar de serem compostas por material resistente e permeável, são pequenas e descontínuas, não permitindo a atribuição de parâmetros individuais para elas como se fossem uma camada constante. O ensaio executado no km 5+600 indicou uma camada mais espessa de solo mole, porém sua resistência é semelhante às observadas nas camadas moles dos demais ensaios.

Figura 30 – CPTU km 4 + 483



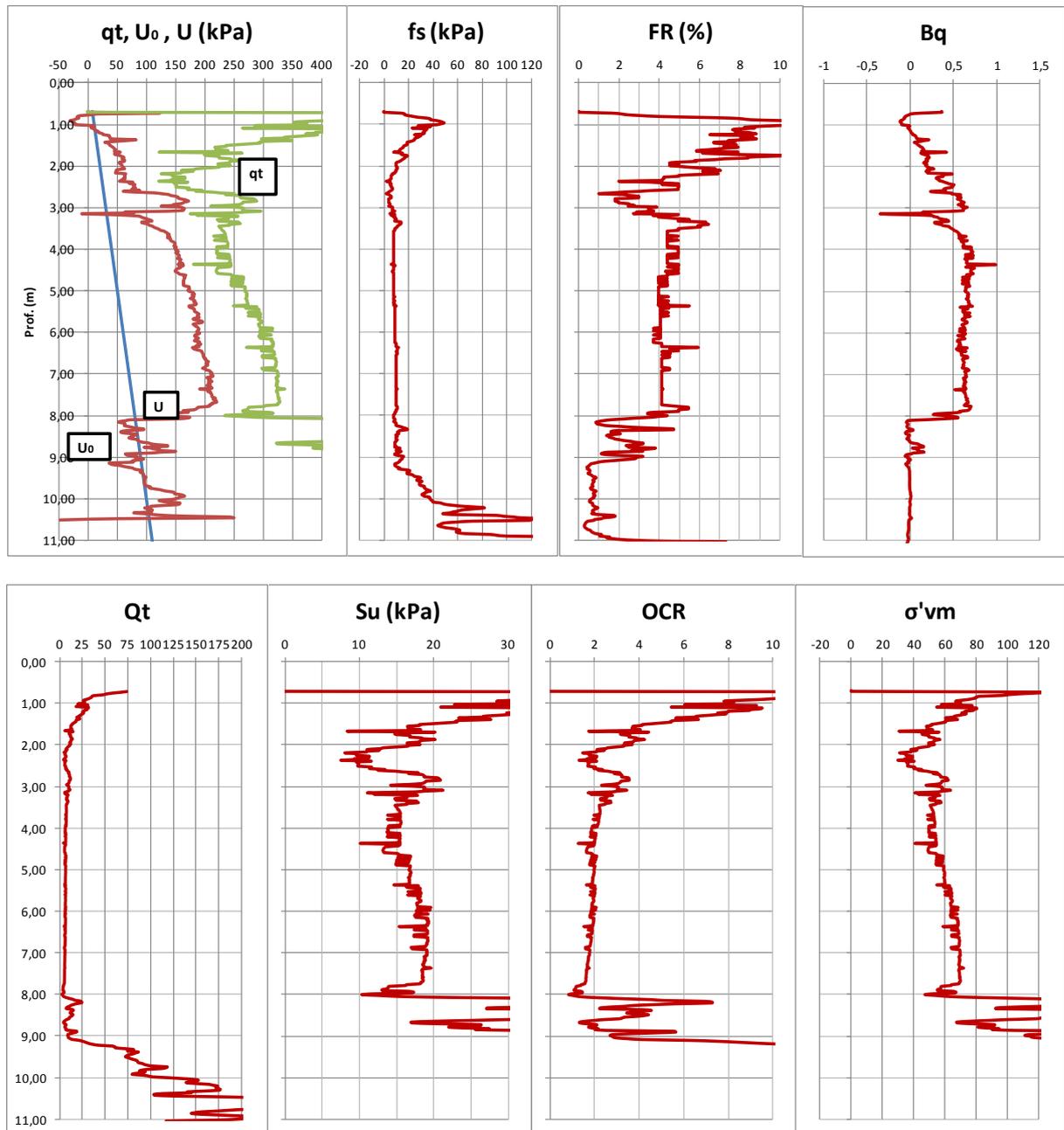
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31 – CPTU km 4 + 894



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – CPTU km 5+600



(fonte: elaborado pelo autor)

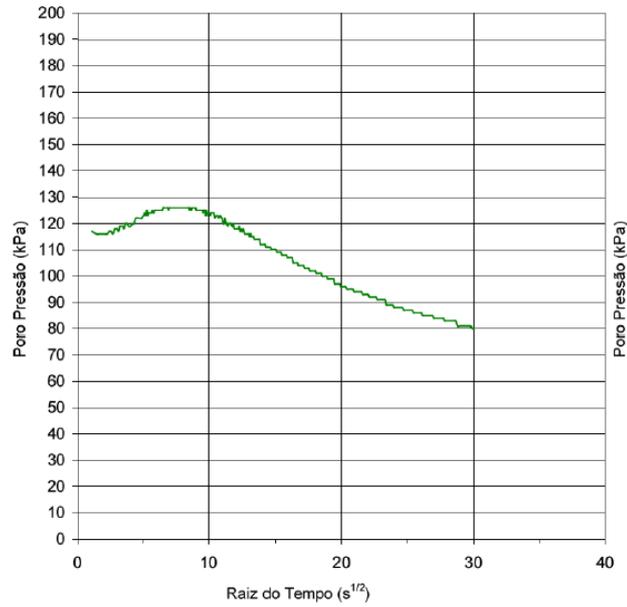
Pode-se ainda observar que o S_u da camada mole apresenta valores que variam de 5 a 20 kPa, em média iguais a 15 kPa, considerando-se valor de N_{kt} da ordem de 12. Segundo Soares (1997), o valor de N_{kt} para as argilas dessa região de Porto Alegre varia de 12 a 18, sendo o valor de 12 escolhido por melhor se correlacionar com as sondagens de palheta, que são apresentadas mais adiante. Os valores de OCR da camada mole, considerando-se valores do parâmetro da argila K da ordem de 0,30, variam de 1 a 6, sendo em média próximos a 2,

descontando-se as lentes de areia. Os valores de OCR seão, ainda, comparados com os ensaios de adensamento e palheta.

A análise das grandezas B_q , Q_t e F_r indicou que a camada mole é composta por argila – argila siltosa, referente a região 3 do ábaco apresentado na figura 3, e por vezes solo orgânico e turfoso, referente a região 2 da figura 3. Pôde-se perceber também a presença de lentes de areia dentro da camada mole. A camada seguinte é composta por uma areia siltosa, referente a região 6, e por vezes silte arenoso, referente a região 5 da figura 3. Os ensaios CPTU evidenciaram que a camada abaixo do solo mole tem comportamento arenoso, apesar de nas sondagens SPT existirem indicações de siltes arenosos ou argilas arenosas.

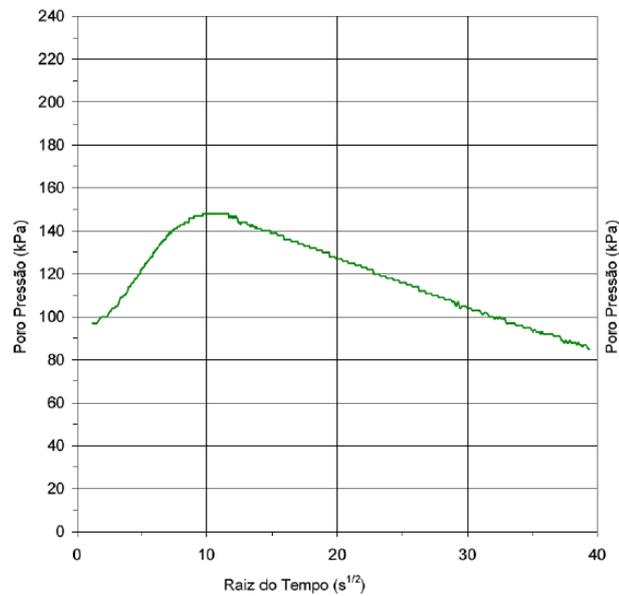
Conjugados aos ensaios de piezocone foram feitos ensaios de dissipação das poropressões geradas no meio da camada mole. As figuras 33, 34 e 35 representam os ensaios. Considerando-se a metodologia proposta por Houlsby e Teh (1988) para uma dissipação de 50% das poropressões em um piezocone cujas medidas são feitas em sua base, em que o fator T^* é igual a 0,245, a área do piezocone igual 10 cm^2 e o índice de rigidez do solo igual a 135, proposto por Soares (1997) ao estudar as argilas moles da região de Porto Alegre, obteve-se pela equação 8 valores de C_h de cone iguais a $3,02 \times 10^{-6}$, $1,25 \times 10^{-6}$ e $1,45 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, respectivamente. Porém, esses valores devem ser corrigidos, segundo Jamiolkowski et al. (1985) o processo de cravação faz com que o solo ao redor do cone seja amolgado e propõem que os valores de C_h sejam multiplicados por 0,13 a 0,15. Assim, usando o valor de 0,14 os valores de C_h respectivos aos km 4+483, 4+894 e 5+600 foram: $4,23 \times 10^{-7}$; $1,74 \times 10^{-7}$; e $2,07 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. O primeiro ensaio foi realizado a 4,4 m de profundidade, o segundo a 3,35 m e o terceiro a 3,3 m.

Figura 33 – Dissipação km 4+483



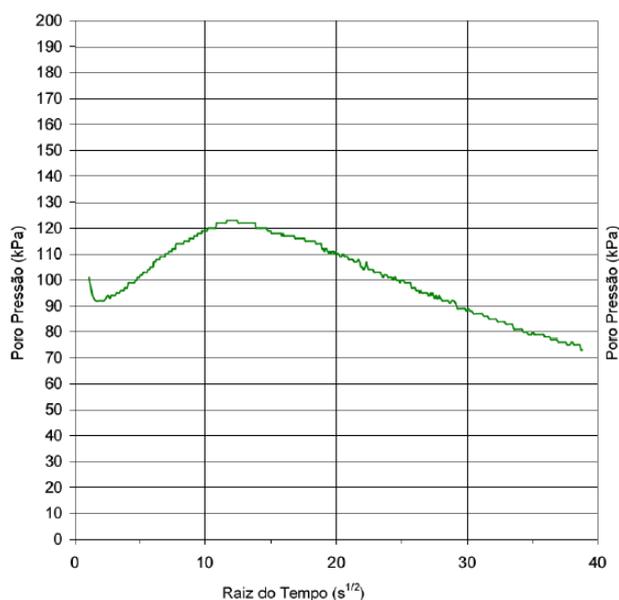
(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA;
MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 224)

Figura 34 – Dissipação km 4+894



(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA;
MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 225)

Figura 35 – Dissipação km 5+600

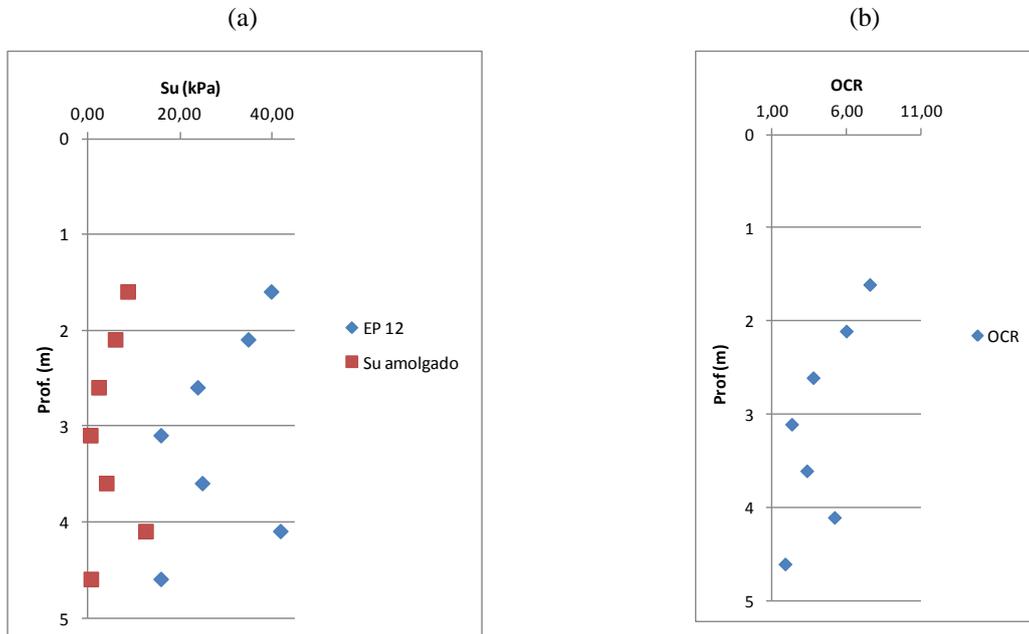


(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA ; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 214)

Com os valores de C_h , foram calculados os valores de C_v dividindo-se por 3, fator de correlação (K_v/K_h) intermediário, proposto por Jamiolkowski et al. (1985) para argilas com lentes permeáveis ($2,0 < K_v/K_h < 4,0$). Assim, obtiveram-se valores de C_v como sendo $1,27 \times 10^{-7}$, $5,8 \times 10^{-8}$ e $6,75 \times 10^{-8}$ m²/s, respectivamente.

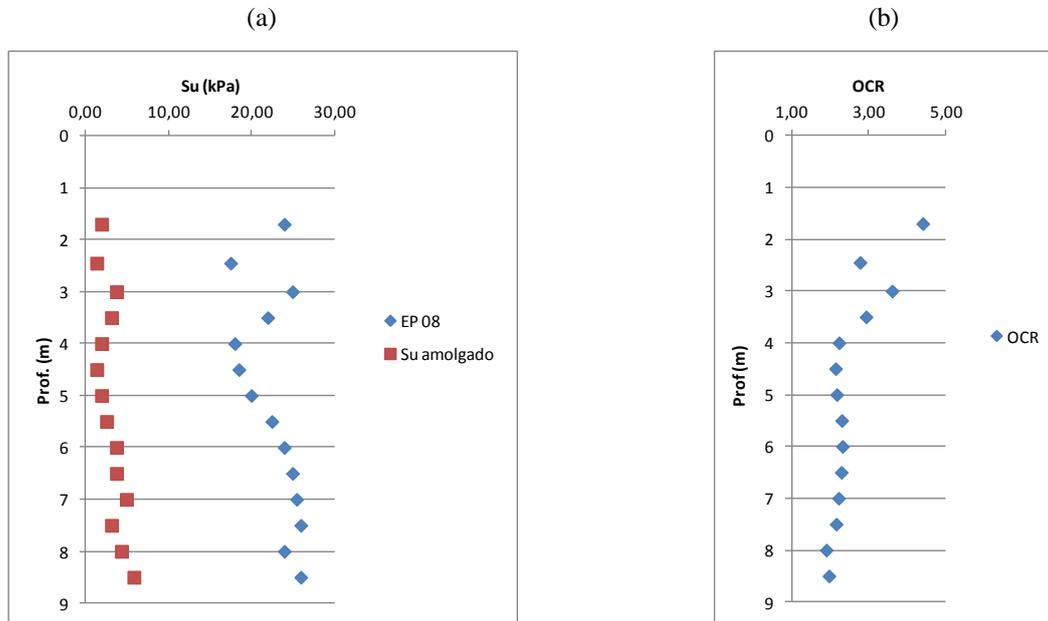
4.1.1.2 Ensaios de palheta

Nos quilômetros 4+894 e 5+600 também foram executados ensaios de palheta com medidas de resistência em várias profundidades. A resistência não drenada, S_u , com a profundidade, calculada pela equação 10, e a variação de OCR, calculada pela equação 11, baseados nos dados das curvas de torque máximo x rotação dos ensaios de palheta, são apresentados. Para estimativa do OCR foi utilizado um fator α calculado pela equação 12, para IP igual a 60%, valor baseado em Soares (1997) para argilas dessa região de Porto Alegre. No primeiro ensaio, figuras 36a e b, pode-se observar que a resistência não drenada é alta nos primeiros metros, decaindo, para cerca de 15 kPa, entre as profundidades de 2 a 4 m, subindo novamente e caindo em seguida para valor menor que 20 kPa, próximo a profundidade de 5 m. Os valores de OCR seguem a mesma tendência variando de 2 a 7. Esse aumento da resistência na profundidade de 4 m indica a possível presença de uma lente de material arenoso, mais resistente, também encontrado nos ensaios CPTU.

Figura 36 – Ensaio de palheta km 4+894: (a) S_u ; (b) OCR

(fonte: elaborado pelo autor)

No segundo ensaio, figuras 37a e b, a resistência não drenada apresenta alguma variação inicial e posterior crescimento com a profundidade, com valores variando de 17 a 25 kPa. Os valores de OCR são da ordem de 2, também após variação inicial. Assim como no CPTU executado no km 5+600 a camada mole se mostra mais espessa e homogênea, até cerca de 8,5 m de profundidade, evidenciando a heterogeneidade. A resistência da camada mole, entretanto, é da mesma ordem de grandeza que nas outras sondagens.

Figura 37 – Ensaio de palheta km 5+600: (a) S_u ; (b) OCR

(fonte: elaborado pelo autor)

4.1.1.3 Ensaio de adensamento

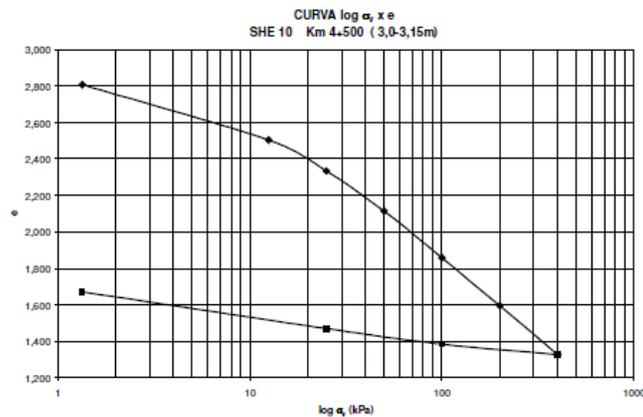
Os ensaios de adensamento foram feitos em menor quantidade, porém as amostragens foram feitas em locais representativos para cada segmento homogêneo. Duas amostras *Shelby* foram coletadas na região desta seção, km 4+500 e 5+500. Os ensaios foram feitos no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS, aplicando-se cargas da ordem de 12,5 até 400 kPa, em 6 níveis de carga, que foram mantidos durante 24 h. No final do carregamento foi promovido o descarregamento da amostra. As características das amostras são apresentadas a seguir em tabelas em que W_{nat} é a umidade natural das amostras, γ_s é o peso específico real dos grãos, γ_t é o peso específico total, γ_d é o peso específico seco, e_i é o índice de vazios inicial e S_i é a saturação da amostra. Na tabela 2, são apresentadas as características das amostras e nas figuras 38, 39 e 40 são apresentadas as curvas $\log \sigma'_v \times e$, de onde são retiradas as tensões de pré-adensamento, σ'_{vm} , e os valores de C_c e C_r .

Tabela 2 – Características das amostras km 4+500 e 5+500

km	Prof (m)	Wnat (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_{total} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i	S_i (%)
4+500	3	111,5	24,28	13,48	6,38	2,809	99,29
4+500	3,15	120,3	24,45	13,34	6,06	3,038	98,74
5+500	3	128,26	24,72	13,28	5,92	3,249	99,52

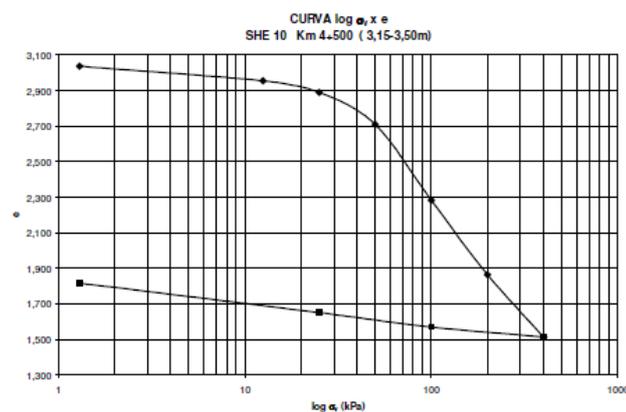
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 38 – Adensamento km 4+500: prof. 3 m



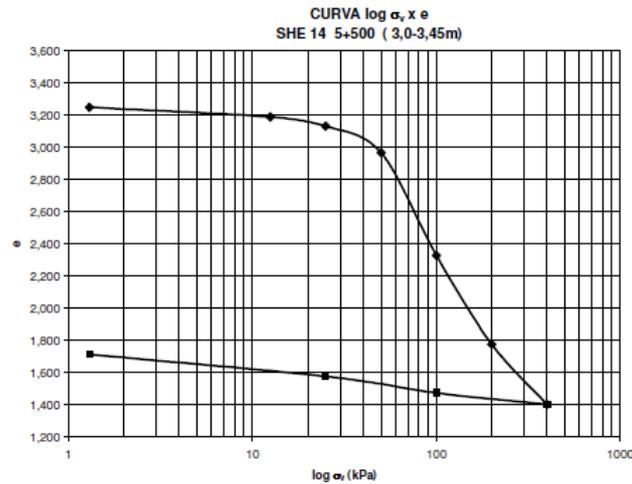
(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 211)

Figura 39 – Adensamento km 4+500: prof. 3,15 m



(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 211)

Figura 40 – Adensamento km 5+500: prof. 3 m



(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 289)

Os valores da tensão de pré-adensamento, índice de compressão e recompressão, assim como os valores de OCR, são apresentados na tabela 3. A tensão vertical efetiva foi calculada considerando a profundidade do solo mole, com γ_{nat} da ordem de 14 kN/m³ e pequena camada mais resistente de aterro, descrito nos boletins de sondagem como 50 cm. Observa-se valores de OCR da ordem de 2, indicando pequeno pré-adensamento e validando os dados de piezocone e palheta. Os valores obtidos para a primeira amostra se mostram muito discrepantes em relação aos outros e, ao se observar o formato da curva na figura 37, um amolgamento da amostra pode ter ocorrido, sendo assim, seus valores foram desconsiderados.

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de adensamento

km	Prof. (m)	σ'_{vm} (m)	Cr	Cc	OCR
4+500	3	23,3	0,314	0,871	1,11
4+500	3,15	43	0,083	1,405	2,05
5+500	3	47	0,092	1,975	2,24

(fonte: elaborado pelo autor)

A variação da altura da amostra em relação ao tempo no ensaio de adensamento indicou valores para o coeficiente de adensamento vertical, C_v . Nas duas primeiras amostras, no km 4+500, os valores de C_v foram obtidos a carga de 100 kPa, cujos valores estão na tabela 4.

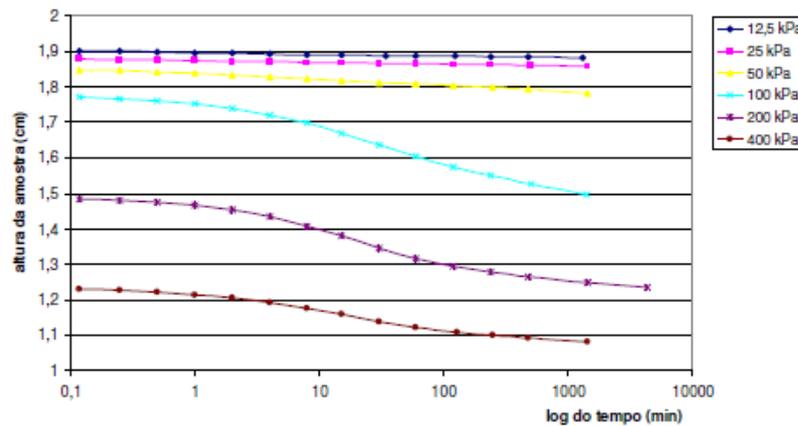
Tabela 4 – Coeficiente de adensamento vertical km 4+500

Prof. (m)	σ'_v (m)	C_v (m ² /s)
3	100	$1,06 \times 10^{-08}$
3,15	100	$1,79 \times 10^{-08}$

(fonte: elaborado pelo autor)

Para a terceira amostra, do km 5+500, a figura 41 mostra a variação da altura da amostra em relação ao tempo, para os diversos carregamentos. Na tabela 5, estão os valores calculados de C_v .

Figura 41– Ensaio de adensamento km 5+500: coeficiente de adensamento vertical (prof. 3 m)



(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 296)

Tabela 5 – Coeficiente de adensamento vertical km 5+500

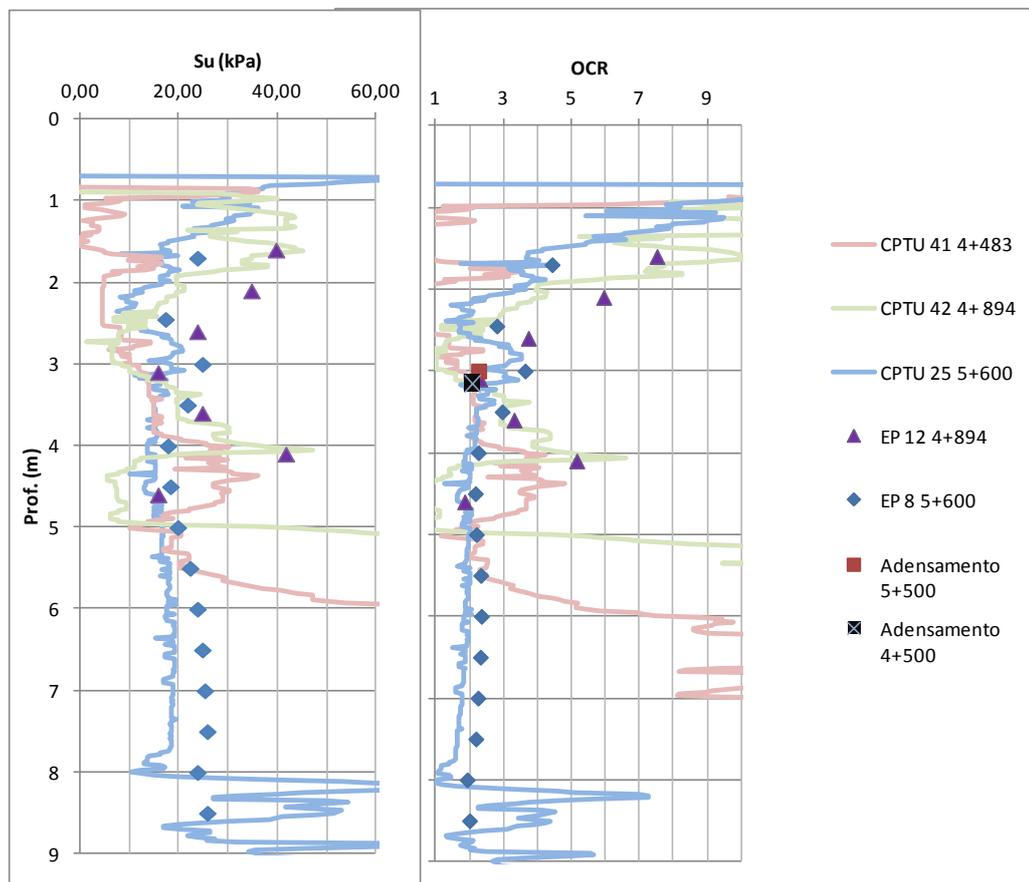
σ'_v (m)	C_v (m ² /s)
100	$1,64 \times 10^{-08}$
200	$1,32 \times 10^{-08}$
400	$1,42 \times 10^{-08}$

(fonte: elaborado pelo autor)

4.1.1.4 Determinação do perfil geotécnico

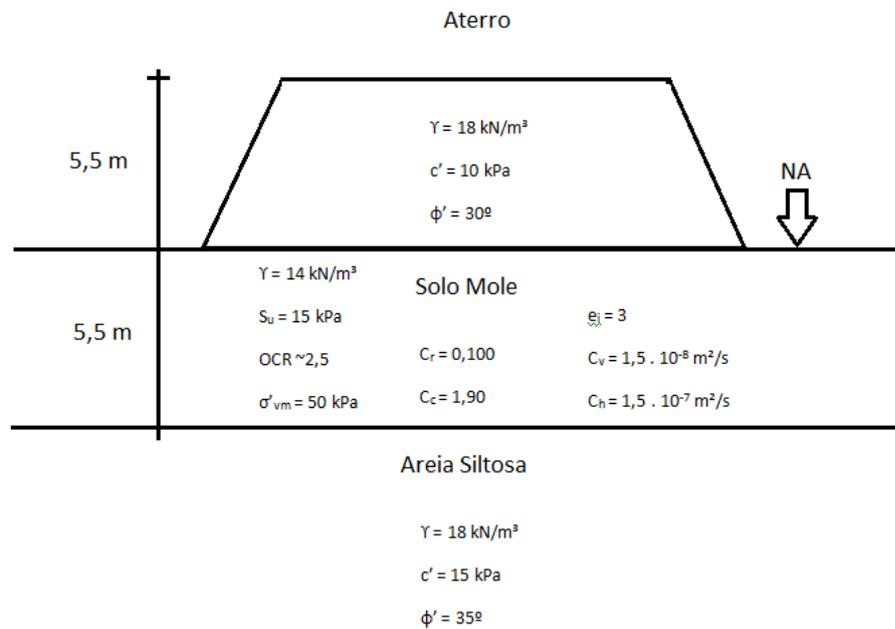
Por fim, os resultados dos ensaios foram comparados na figura 42 e foi determinado como perfil representativo das proximidades da seção o apresentado na figura 43, em que os parâmetros de resistência e adensamento estão presentes. Apesar dos ensaios evidenciarem que a camada mole pode variar de 4 a 9 m, se adotou 5,5 como espessura média. Verificou-se que além da heterogeneidade longitudinal, existe também diferentes profundidades de solo mole no sentido transversal ao eixo. Sendo assim, as análises de recalque foram feitas para a profundidade média e as análises de ruptura para o local no qual a espessura mole foi maior, como é descrito adiante.

Figura 42 – S_u e OCR: comparação dos ensaios



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 43– Perfil geotécnico: km 5+300



(fonte: elaborado pelo autor)

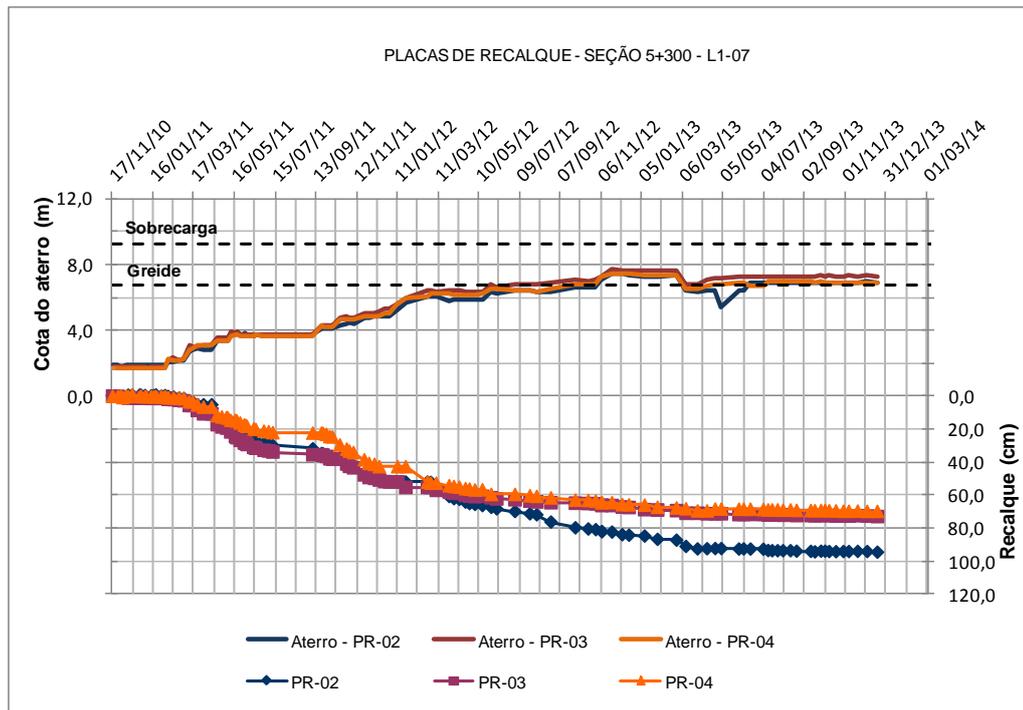
4.1.2 Avaliação da instrumentação

A avaliação da instrumentação de campo é dependente da qualidade e frequência das medidas durante as etapas da obra. Devido ao elevado número de placas de recalques e frequência de medidas necessárias nos inclinômetros durante as fases de construção, as técnicas baseadas em termos de volumes deslocados não foram analisadas, pois seriam imprecisas. As análises foram feitas no sentido de avaliar a estabilidade dos aterros nas etapas de carregamento e adensamento, bem como avaliar possíveis acontecimentos denunciados pela instrumentação, adequados à disposição e frequência de leituras da instrumentação de campo.

4.1.2.1 Avaliação das placas de recalque aplicadas às técnicas de análise

Inicialmente a seção previa aterro com 5 m de altura mais uma sobrecarga de 2,5 m, dividido em três etapas de carregamento e adensamento. Entretanto, por motivos alheios a este trabalho, o aterro foi construído em apenas duas etapas e a sobrecarga foi executada com apenas 0,5 m junto com a segunda etapa de carregamento. Três meses depois, por precaução, a sobrecarga foi removida, pois os deslocamentos eram grandes. Na figura 44, pode-se observar sequência da construção dos aterros assim como os recalques medidos nas placas.

Figura 44 – Construção do aterro e placas de recalque

(fonte: trabalho não publicado⁹)

O carregamento inicial de projeto previa elevação da altura do aterro em 2 m com posterior espera de 3 meses para que fossem desenvolvidos 70% dos recalques de 1ª ordem. Pela equação 18, descrita por Almeida e Marques (2010), os recalques por adensamento primário podem ser calculados.

$$\Delta h = h_{arg} \times \left[\frac{C_r}{1 + e_i} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_i} \times \log \left(\frac{(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (18)$$

Onde:

Δh = o recalque esperado, em m;

h_{arg} = a espessura de argila, em m;

C_r = o índice de recompressão;

C_c = o índice de compressão;

e_i = o índice de vazios inicial;

⁹ Dados obtidos em planilhas eletrônicas referentes ao monitoramento das seções instrumentadas durante a construção, fornecido pela empresa Magna Engenharia Ltda..

σ'_{vm} = tensão de pré-adensamento, em kPa;

σ'_{v0} = tensão efetiva inicial, em kPa;

$\Delta\sigma'$ = variação de tensão efetiva, em kPa.

Para a seção em estudo, baseado nos ensaios e análises feitas anteriormente, a espessura de argila foi considerada com 5,5 m, C_r foi adotado como 0,100, C_c igual a 1,9, o índice de vazios inicial foi considerado 3, a tensão de pré-adensamento foi 50 kPa e a tensão efetiva inicial no meio da camada mole foi definida como 21 kPa. Assim os recalques esperados seriam da ordem de 20 cm, menores que os observados nas placas de recalque, cerca de 35 cm. Em seguida o aterro foi elevado até a cota de projeto mais 0,5 m de sobrecarga, carregamento que durou cerca de um ano e dois meses. Durante esse período foram efetuadas leituras de recalques, deslocamentos laterais e distorções nos inclinômetros. As medidas nas placas foram muito mais frequentes do que as nos inclinômetros, que foram em média uma medida por mês. Segundo Almeida et al. ([2000]), durante o carregamento é desejável medidas a cada três dias ou mesmo diárias, conforme necessidade. Devido a forma como foi carregada a seção, lentamente e com interrupções intermediárias devido a motivos de obra, as leituras foram tomadas de forma mais espaçada, adequando-se as necessidades da obra.

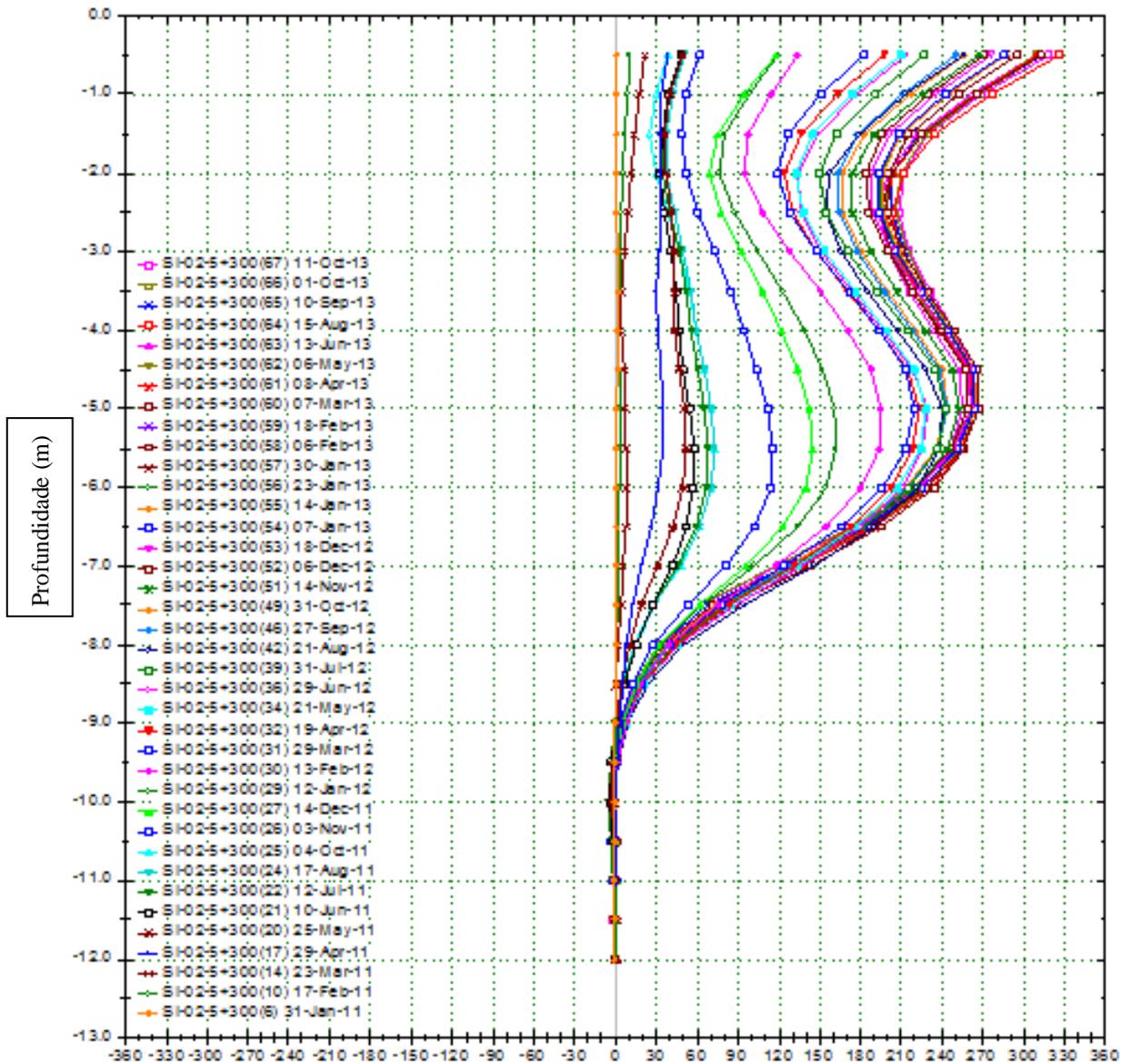
Utilizando a equação 18, acima descrita, foram calculados os recalque totais de 1ª ordem esperados ao final do período de adensamento a fim de compará-los com os valores lidos diretamente das placas de recalque. Sabendo que a altura final do aterro foi de 5,5 m, pois não foi executada a sobrecarga em sua totalidade, a variação de tensões efetivas seria da ordem de 99 kPa. Aplicando os valores anteriormente descritos para o cálculo do adensamento, chegou-se a recalques estimados de 105 cm, enquanto as placas indicaram recalques máximos da ordem de 95 cm. Pela diferença nos valores calculados e lidos, pode-se considerar a estimativa dos parâmetros satisfatória no sentido de que se procura ser conservador na determinação dos parâmetros. A grande heterogeneidade transversal e longitudinal e o fato de não se ter levado em conta as lentes de areia, que não adensam como as argilas, também são fatores importantes que podem causar divergências nos valores esperados e verificados. Os maiores recalques foram observados na placa PR 2, local com maior espessura de argila mole.

4.1.2.2 Avaliação dos inclinômetros aplicados às técnicas de análise

A avaliação dos deslocamentos laterais e distorções foram feitas com base nas leituras dos inclinômetros. A seção possuía 4 instrumentos deste tipo, 2 de cada lado, sendo que um deles,

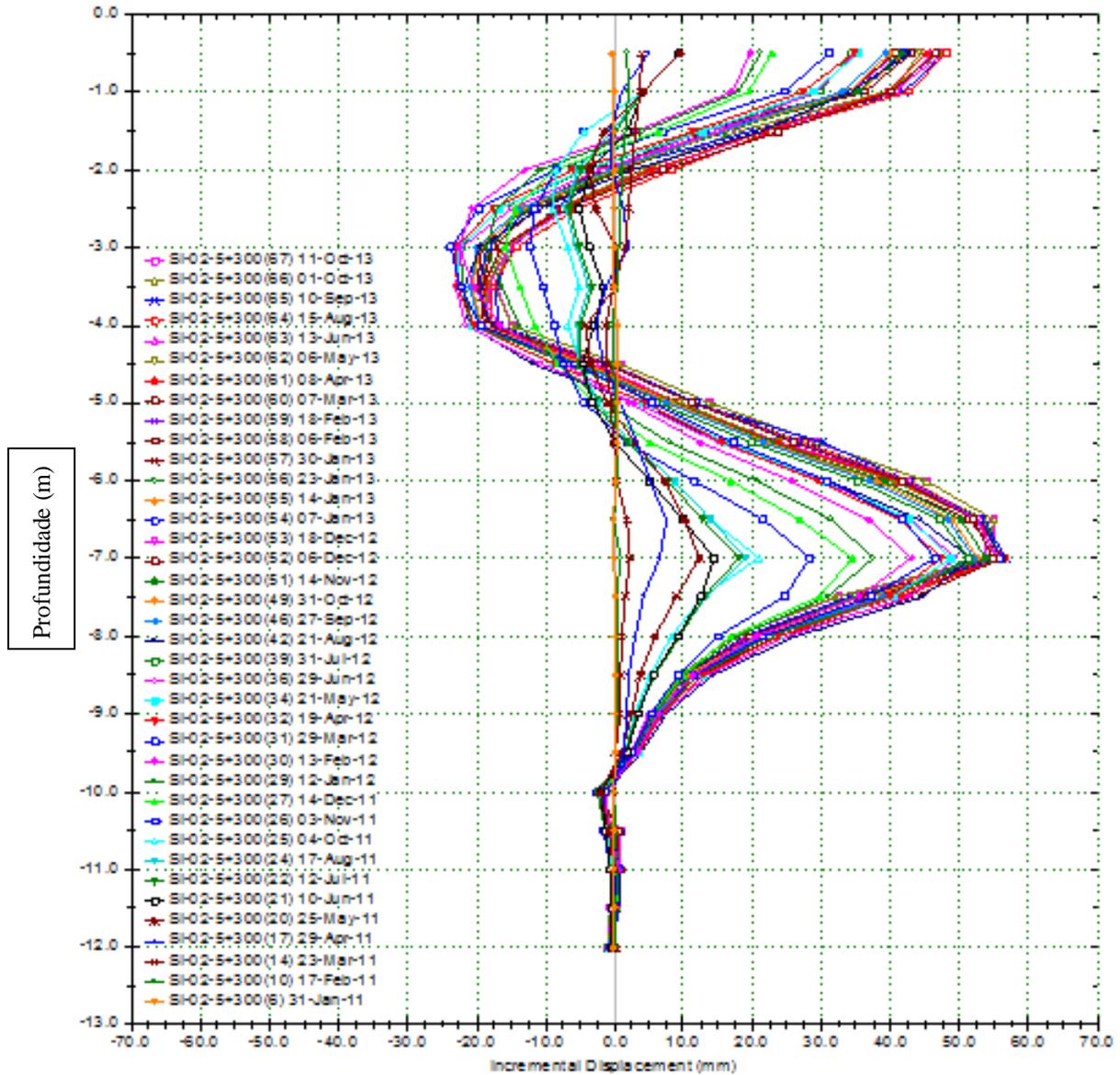
SI 2, no lado esquerdo próximo a placa PR 2, evidenciou movimentações e distorções nitidamente maiores, sendo as análises feitas para este, representando as condições críticas. Observou-se uma grande heterogeneidade na espessura da camada mole também no sentido transversal ao eixo da rodovia. Ao se comparar os deslocamentos e distorções nos inclinômetros SI 2 e SI 3, pelas figuras 45, 46, 47 e 48, observa-se que junto ao SI 2 os deslocamentos indicam que a camada mole vá até cerca de 8,5 m de profundidade e uma potencial superfície de ruptura estaria passando a uma profundidade de 7 m. Já para o inclinômetro SI 3, a camada mole teria cerca de 6 m com superfície potencial de ruptura passando a 5 m de profundidade. Essa heterogeneidade transversal também foi evidenciada pelos ensaios e principalmente pelas placas de recalques, em que a placa PR 2, próxima ao inclinômetro SI 2, recalcou significativamente mais de que as outras duas.

Figura 45 – Deslocamentos laterais SI 2 (mm)

(fonte: trabalho não publicado¹⁰)

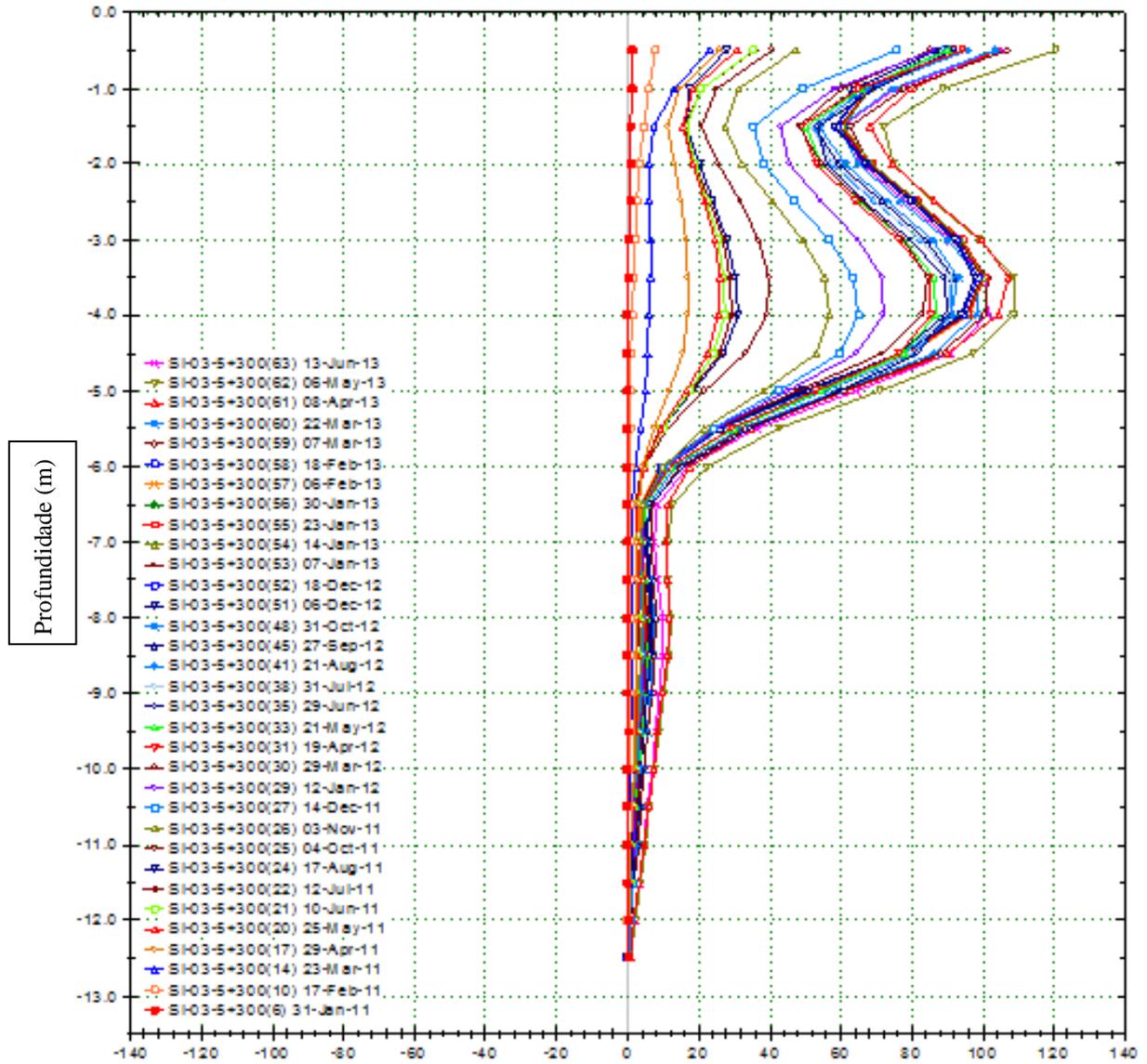
¹⁰ Dados obtidos em planilhas eletrônicas referentes ao monitoramento das seções instrumentadas durante a construção, fornecidos pela empresa Magna Engenharia Ltda..

Figura 46 – Distorções SI 2 (mm/m)

(fonte: trabalho não publicado¹¹)

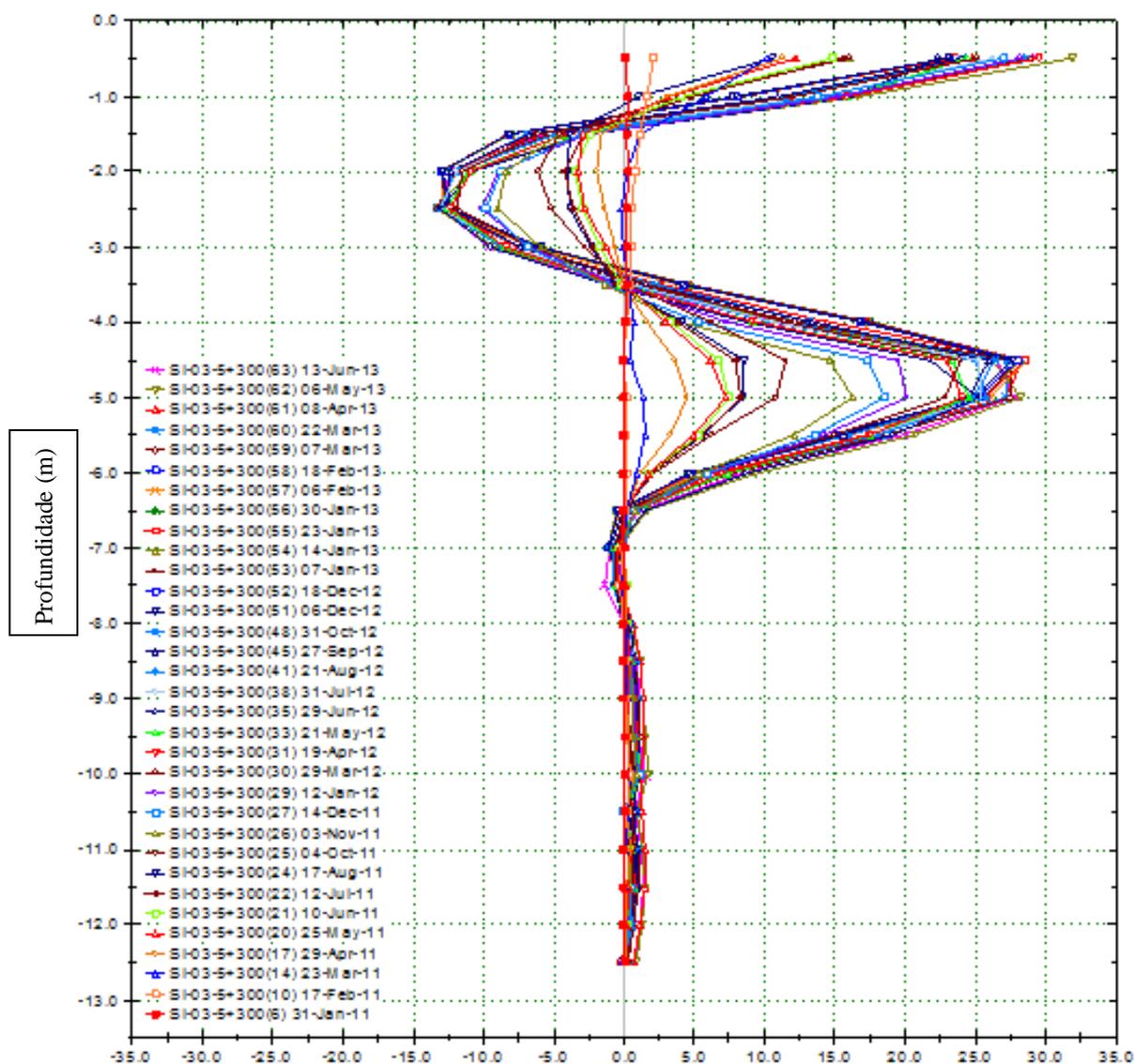
¹¹ Dados obtidos em planilhas eletrônicas referentes ao monitoramento das seções instrumentadas durante a construção, fornecidos pela empresa Magna Engenharia Ltda..

Figura 47 – Deslocamentos laterais SI 3 (mm)

(fonte: trabalho não publicado¹²)

¹² Dados obtidos em planilhas eletrônicas referentes ao monitoramento das seções instrumentadas durante a construção, fornecidos pela empresa Magna Engenharia Ltda..

Figura 48 – Distorções SI 3 (mm/m)

(fonte: trabalho não publicado¹³)

No sentido de se verificar a compatibilidade entre os parâmetros de resistência estimados pelos ensaios geotécnicos e as respostas observadas na instrumentação de campo, foi desenvolvido um modelo simplificado no *software* SLOPE/W que verifica a segurança quanto à ruptura em termos de equilíbrio limite de forças e momentos. Avaliou-se a segurança em dois momentos da construção, dos quais se possuía um bom número de leituras nos inclinômetros, permitindo a comparação entre as análises. O primeiro momento é após a conclusão da segunda etapa de carregamento, em que o aterro já teria sua altura total, porém o ganho de resistência da argila mole seria proveniente apenas da primeira etapa de

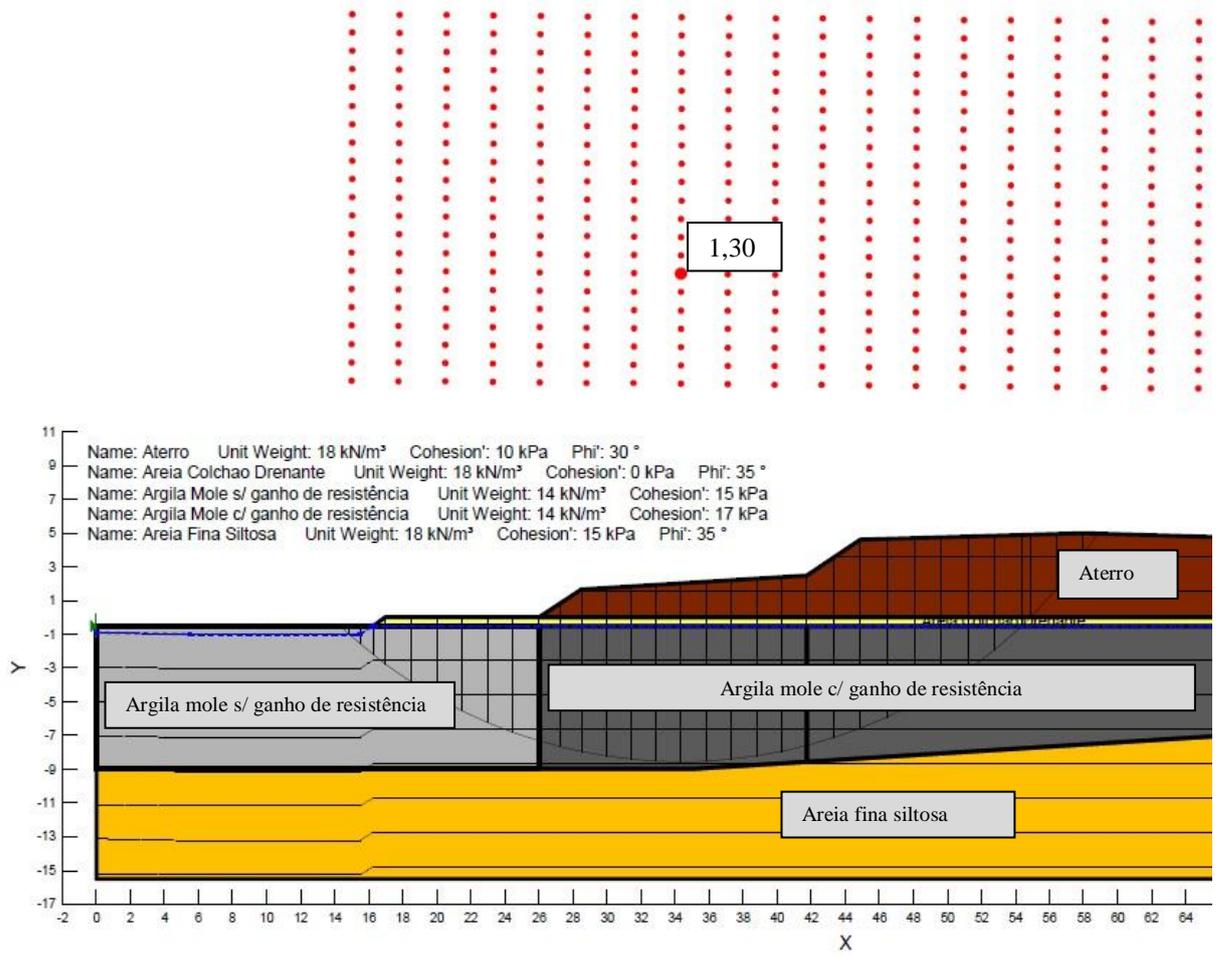
¹³ Dados obtidos em planilhas eletrônicas referentes ao monitoramento das seções instrumentadas durante a construção, fornecidos pela empresa Magna Engenharia Ltda..

carregamento, e o segundo momento, após o adensamento a longo prazo, considerando o ganho de resistência proveniente de todo o aterro construído. Como mostrado pela equação 9, a resistência não drenada se relaciona com a tensão de pré-adensamento por um coeficiente igual a 0,22. Sabendo que após ultrapassar a tensão de pré-adensamento o material se comportaria de maneira normalmente adensada e toda a tensão que excedesse esse valor de σ'_{vm} faria com que o material adensasse e ganhasse resistência, calculou-se pela equação 19, as resistências após um carregamento de 2 e 5,5 m, que causariam uma variação na tensão de pré-adensamento de aproximadamente 7 e 70 kPa.

$$\Delta S_u = 0,22 \Delta \sigma'_{vm} \quad (19)$$

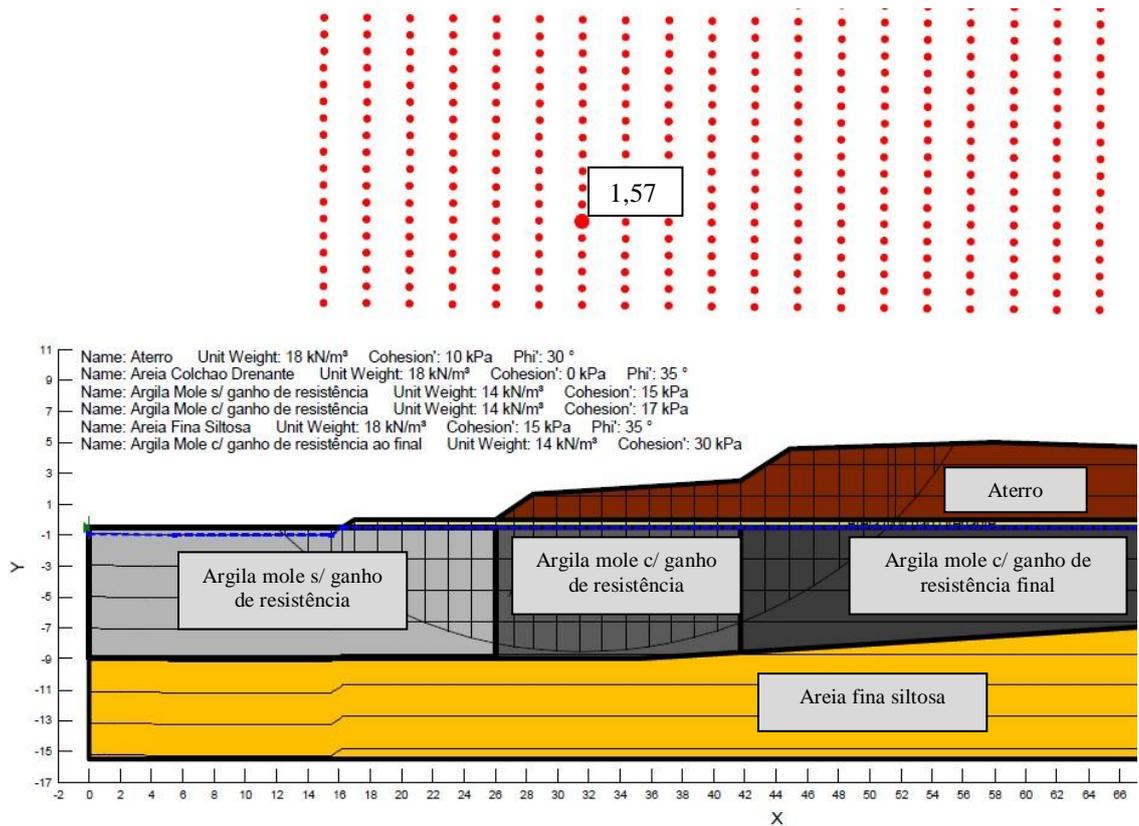
Se considerou um ganho de 2 kPa para a primeira análise e de 15 kPa para a segunda, limitando-se a resistência da argila em 30 kPa. A figura 49 mostra o primeiro momento em que o fator de segurança é 1,3, no limite do que é descrito na norma DNER PRO 381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998), em que para aterros da linha geral deve ser maior que 1,3. Na figura 50, após o adensamento proveniente de todo o aterro construído, o fator de segurança torna-se alto, da ordem de 1,6. Também pode ser observado que a ruptura indicada pela análise de estabilidade passaria a uma profundidade entre 7 e 8 m, compatível com as leituras de distorção do inclinômetro SI 2.

Figura 49 – Análise de ruptura: segundo carregamento/adensamento



(fonte: elaborado pelo autor)

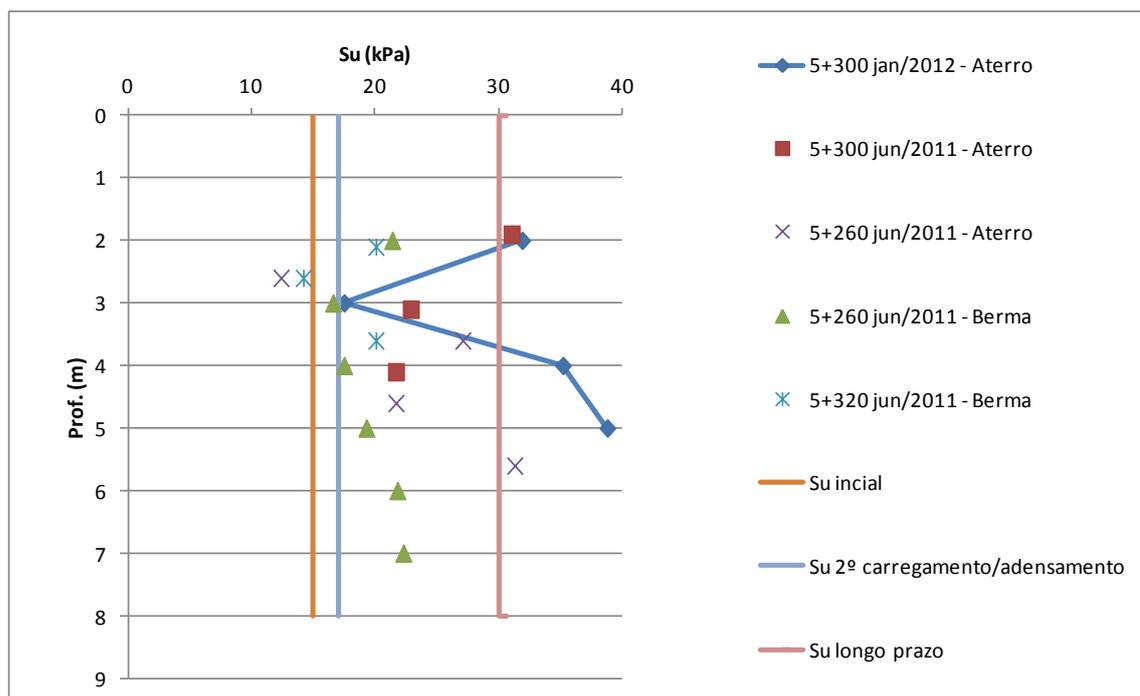
Figura 50 – Análise de ruptura: longo prazo



(fonte: elaborado pelo autor)

Durante a obra foram executados ensaios de palheta para verificar o ganho de resistência. A figura 51 mostra os ensaios executados no centro e na berma do aterro em dois momentos: o primeiro durante a primeira etapa de adensamento e o segundo durante a segunda etapa de carregamento, em julho de 2011 e em janeiro de 2012, respectivamente.

Figura 51 – Ensaios de palheta: ganho de resistência



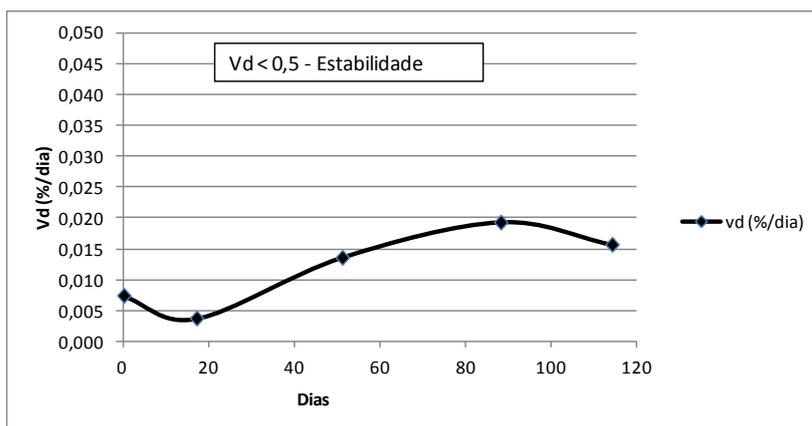
(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se que de fato existe ganho de resistência, principalmente no meio da camada mole e que o ganho de resistência é mais pronunciado na região do centro do aterro. Observa-se que durante a primeira etapa de adensamento já existiam pontos com resistências maiores que 20 kPa, entretanto ainda se encontravam resistências baixas, inclusive menores que as dos ensaios realizados para o projeto, menores que 15 kPa. Durante o segundo carregamento as resistências aumentaram para valores maiores que 30 kPa, porém ainda existiam valores da ordem de 17 kPa, como os previstos para esta etapa na análise de ruptura. Desta maneira, concluí-se que durante o segundo carregamento/adensamento o ganho de resistência médio foi maior do que o previsto, mas no meio da camada a resistência era muito próxima da calculada, dando credibilidade à análise. Notou-se também que existia tendência de crescimento das resistências e que, a longo prazo, as resistências seriam de fato maiores, assegurando a estabilidade desta seção.

Durante o **primeiro carregamento**, entre fevereiro e maio de 2011, foram observadas as distorções e velocidades de distorção, além dos deslocamentos verticais e laterais. Segundo Almeida e Marques (2010), velocidades de distorção em %/dia inferiores a 0,5 indicam estabilidade. Pode-se observar na figura 52 que as velocidades foram crescentes, porém, inferiores a 0,02 %/dia, indicando estabilidade. Valores baixos de velocidade de distorção, da

ordem de 0,035 %/dia foram observados por Dienstmann (2011) ao avaliar a construção dos molhes de Rio Grande. Faz-se a ressalva, entretanto, de que seriam necessárias medidas mais frequentes para garantir a eficácia do método aplicado e garantir que entre as medidas disponíveis não houve indícios de aceleração das distorções.

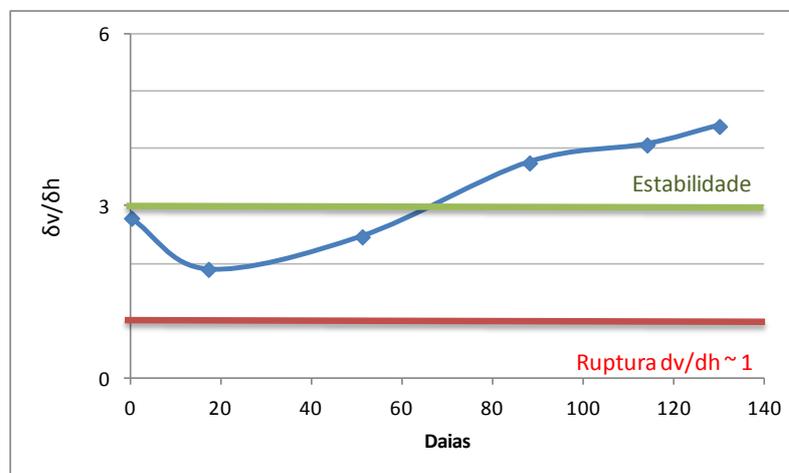
Figura 52 – Curva V_d x tempo: 1º carregamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Pela figura 53 pode-se observar que os deslocamentos verticais foram maiores que os horizontais e, apesar de uma queda inicial na relação de δ_v/δ_h , os valores estabilizaram acima de 3, o que segundo Sandroni et al. (2004) indica estabilidade. Sendo esta uma obra já finalizada, os dados de campo indicam que não houve rupturas nem indícios de uma durante a obra nesta seção, dando credibilidade a análise. As baixas velocidades de distorção indicam que a camada se moveu como um todo, sem induzir tensões cisalhantes.

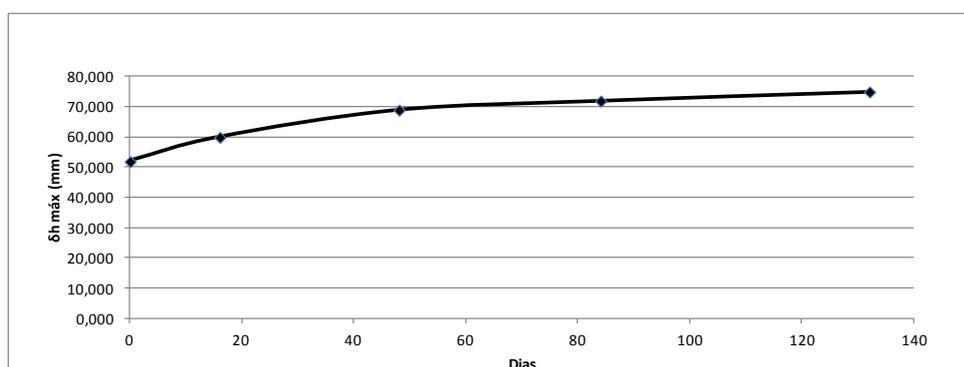
Figura 53 – Curva δ_v/δ_h x tempo: 1º carregamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Também foram coletados dados na **primeira etapa de adensamento** e, como descrito por Brugger (1996), após uma etapa de carregamento, as distorções crescem rapidamente junto as fronteiras drenantes em caso de adensamento ou, crescem no interior da camada mole em caso de *creep*. Observa-se um crescimento acentuado no interior da camada mole, longe das fronteiras drenantes, que se encontram aproximadamente na superfície e a 8,5 m de profundidade. Durante a primeira etapa de adensamento a estabilidade foi avaliada por relações entre o deslocamento máximo horizontal, $\delta_{h\text{máx}}$, em relação ao tempo, em que a curva plotada teria comportamento convergente em caso de estabilidade e predominância dos efeitos de adensamento e comportamento divergente em caso de instabilidade com predominância dos efeitos de *creep* não drenado (KAWAMURA¹⁴, 1985 apud Almeida et al., [2000]). A figura 54 mostra a situação e indica, a princípio, estabilidade. Faz-se a ressalva de que os métodos requerem medidas mais frequentes e estes resultados dão uma tendência dos possíveis processos mobilizados.

Figura 54 – Curva $\delta_{h\text{máx}}$ x tempo: 1ª fase de adensamento



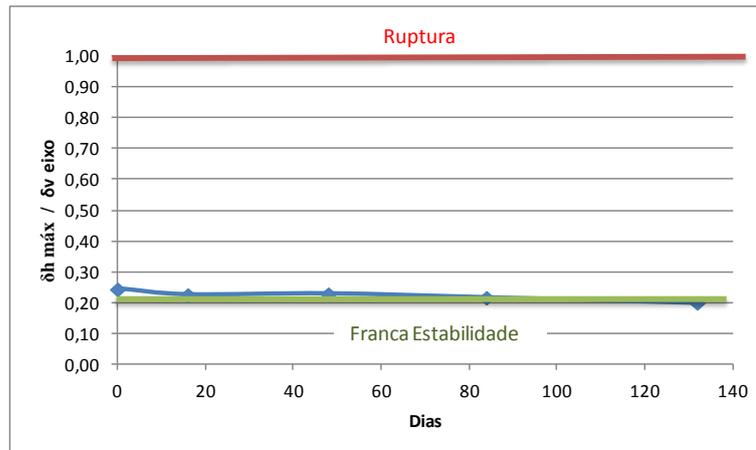
(fonte: elaborado pelo autor)

Brugger (1996) indica, para situações de adensamento sem processo de ruptura iminente, valores de deslocamento máximo horizontal sobre deslocamento vertical no eixo, $\delta_{h\text{máx}}/\delta_{v\text{eixo}}$, menores que 0,2, valores de deslocamento vertical no eixo sobre deslocamento horizontal médio, $\delta_{v\text{eixo}}/\delta_{h\text{med}}$, maiores que 6 e distorções grandes, maiores que 4%. As medidas em termos médios buscam representar volumes deslocados. O autor indica que, na iminência de ruptura, as distorções também são grandes, e os valores de $\delta_{h\text{máx}}/\delta_{v\text{eixo}}$ são da ordem de 1, enquanto os valores de $\delta_{v\text{eixo}}/\delta_{h\text{med}}$ são inferiores a 3. Nas figuras 55 e 56, foram plotados os

¹⁴ KAWAMURA, K.. Methodology for landslide prediction. In: ININTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, n. 3, 1985, San Francisco. **Proceedings...** [San Francisco]: [s. n.], [1985], p. 1155-1158.

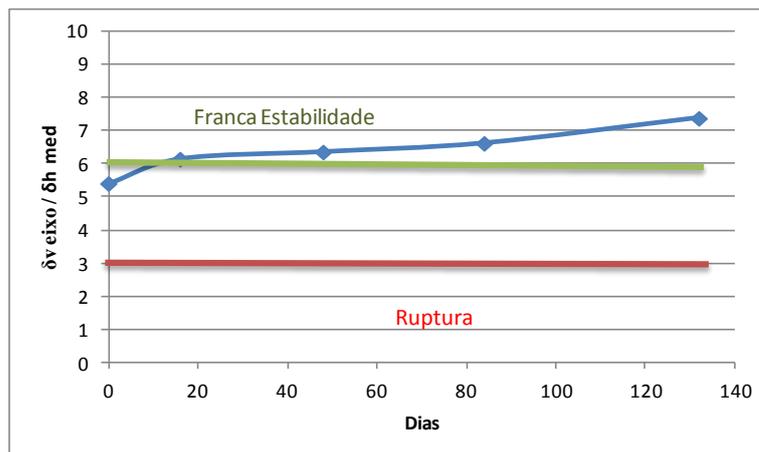
valores de $\delta_{hmax}/\delta_{veixo}$ e $\delta_{veixo}/\delta_{hmed}$. Para as relações de máximos deslocamentos, os valores de deslocamento horizontal foram em torno de 20% dos deslocamentos verticais, ou seja, os deslocamentos verticais foram de 4 a 5 vezes maiores que os deslocamentos horizontais, indicando estabilidade. Para os valores médios se observou valores também altos, de 5 a 7 vezes mais deslocamentos verticais do que horizontais, indicando estabilidade. As distorções foram grandes, da ordem de 6,5%.

Figura 55 – Curva $\delta_{hmax}/\delta_{veixo}$ x tempo: 1ª fase de adensamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 56 – Curva $\delta_{veixo}/\delta_{hmed}$ x tempo: 1ª fase de adensamento

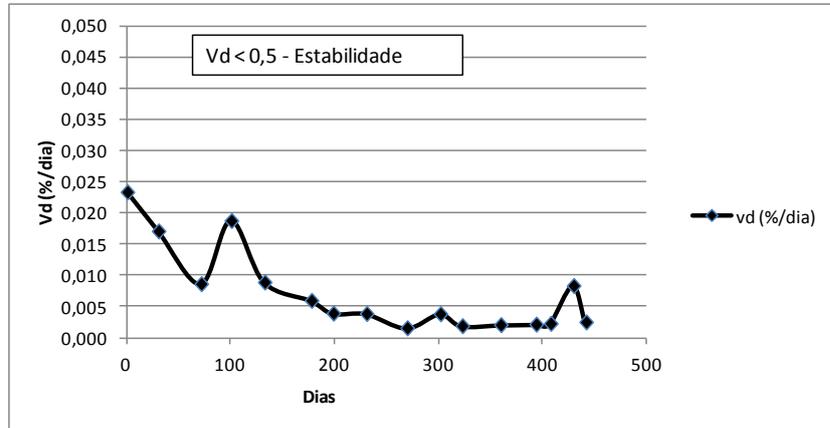


(fonte: elaborado pelo autor)

Durante o **segundo carregamento**, entre setembro de 2011 e dezembro de 2012, as velocidades de distorção foram pequenas e decrescentes com o tempo, como pode ser visto na figura 57, indicando estabilidade. Este fato pode estar associado a eficiência na drenagem e ao

lento carregamento que permite que os processos de adensamento se sobressaiam aos processos não drenados.

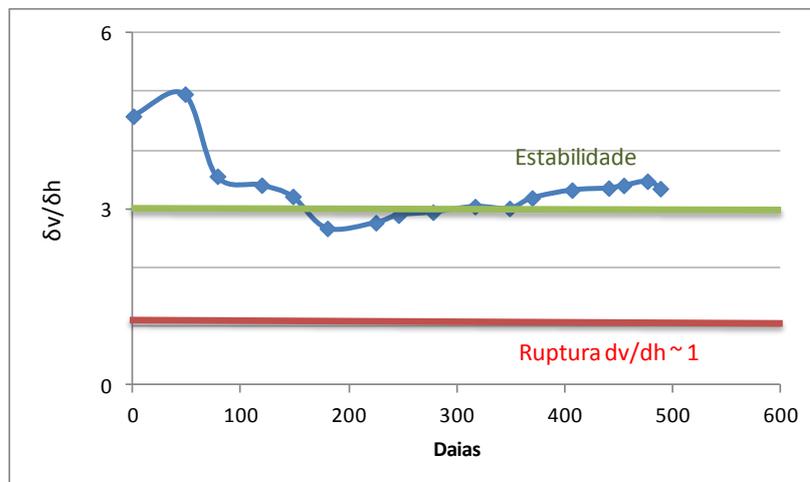
Figura 57 – Curva V_d x tempo: 2º carregamento



(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 58 nos permite ver a relação dos deslocamentos verticais em relação aos horizontais. Contrapondo-se a análise de velocidades de distorção, os deslocamentos verticais, que inicialmente eram de 4 a 5 vezes maiores que os deslocamentos horizontais, caíram para valores menores do que 3 vezes aos 200 dias. Entretanto essa relação logo subiu estabilizando em valores de deslocamentos verticais maiores do que 3 vezes os deslocamentos horizontais, indicando estabilidade.

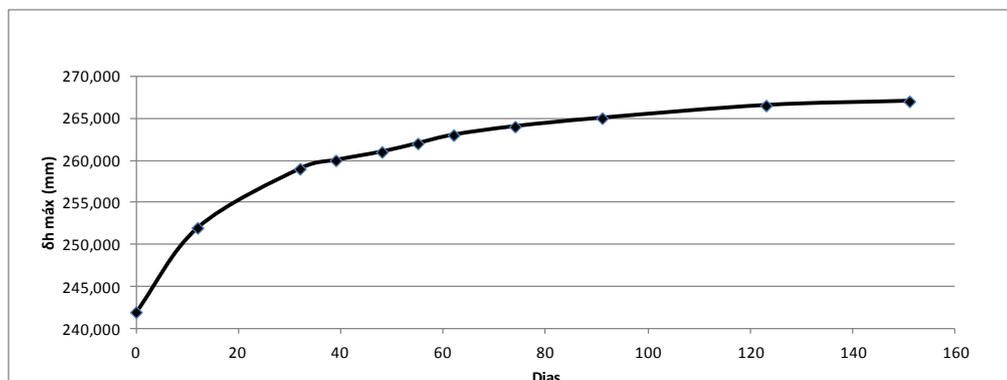
Figura 58 – Curva δ_v/δ_h x tempo: 2º carregamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Durante a **segunda etapa de adensamento** a tendência dos deslocamentos horizontais em relação ao tempo foi convergente, como pode ser visto na figura 59, indicando estabilidade.

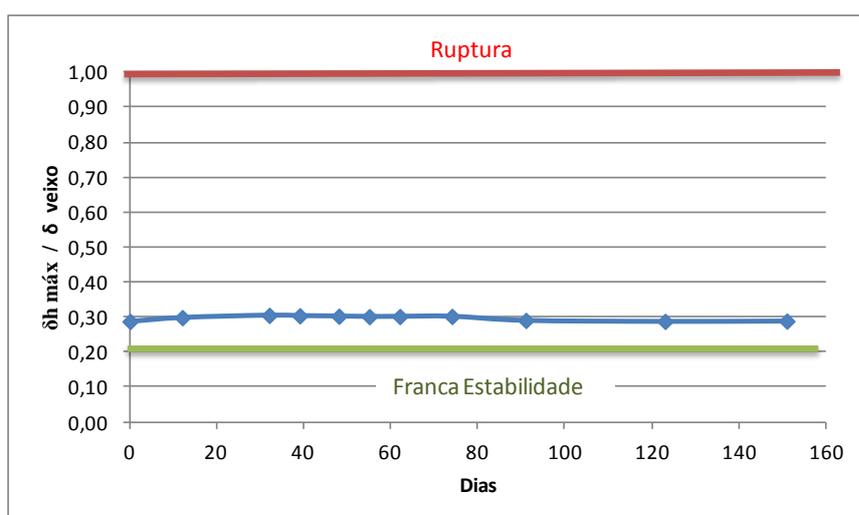
Figura 59 – Curva $\delta_{h\text{máx}}$ x tempo: 2ª fase de adensamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Os deslocamentos horizontais máximos mantiveram-se em torno de 30% dos deslocamentos verticais, ou seja, os deslocamentos verticais foram cerca de 3 a 4 vezes maiores que os horizontais, como pode ser visto na figura 60. Segundo Brugger (1996) valores de $\delta_{h\text{máx}}/\delta_{v\text{eixo}}$, menores que 0,2 indicam estabilidade e valores próximos a 1, indicam ruptura. Sendo assim, os valores de 0,30 encontrados estão na zona intermediária entre franca estabilidade e ruptura, mais próximos da estabilidade.

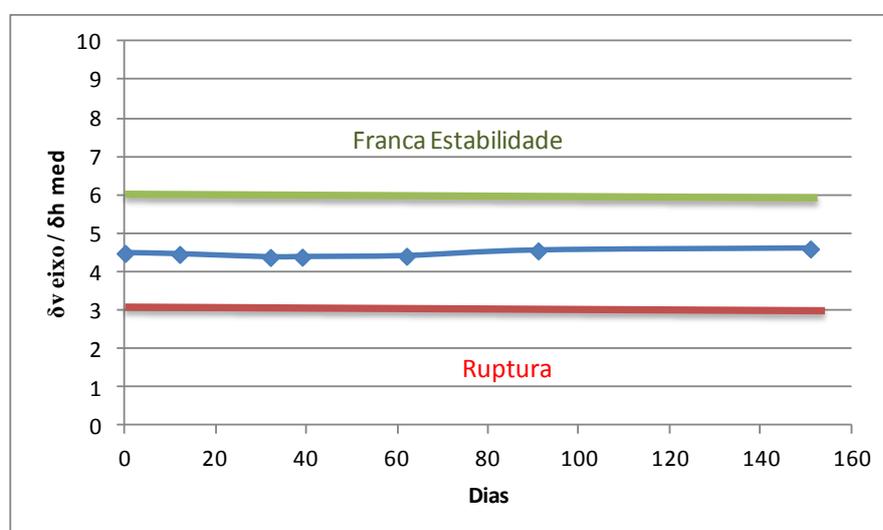
Figura 60 – Curva $\delta_{h\text{máx}}/\delta_{v\text{eixo}}$ x tempo: 2ª fase de adensamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Em termos de deslocamentos médios, foram encontrados valores intermediários entre franca estabilidade e ruptura. Bruggen (1996) indica valores $\delta_{\text{veixo}}/\delta_{\text{hmed}}$, maiores que 6 como estáveis e abaixo de 3 como próximos a ruptura. A figura 61 mostra deslocamentos verticais cerca de 4,5 vezes maiores que os deslocamentos horizontais médios. As informações da obra são de que não houve qualquer indício de ruptura desse aterro, confirmando as análises. Faz-se a ressalva de que com medidas mais frequentes os resultados das análises poderiam ser mais precisos.

Figura 61 – Curva $\delta_{\text{veixo}}/\delta_{\text{hmed}}$ x tempo: 2ª fase de adensamento



(fonte: elaborado pelo autor)

4.1.2.3 Avaliação dos piezômetros aplicados às técnicas de análise

A avaliação dos piezômetros não pôde ser feita para esta seção, pois os dados da instrumentação de campo foram inconsistentes, apresentando variações do excesso de poropressão cerca de 5 vezes maiores que a carga aplicada pelo aterro, tanto para os piezômetros de Casagrande quanto o de cordas vibrantes. O erro pode estar relacionado com a calibração do equipamento na instalação, as inconsistências do nível freático durante as leituras ou a danificação dos equipamentos durante a obra.

4.2 SEÇÃO – km 10+700

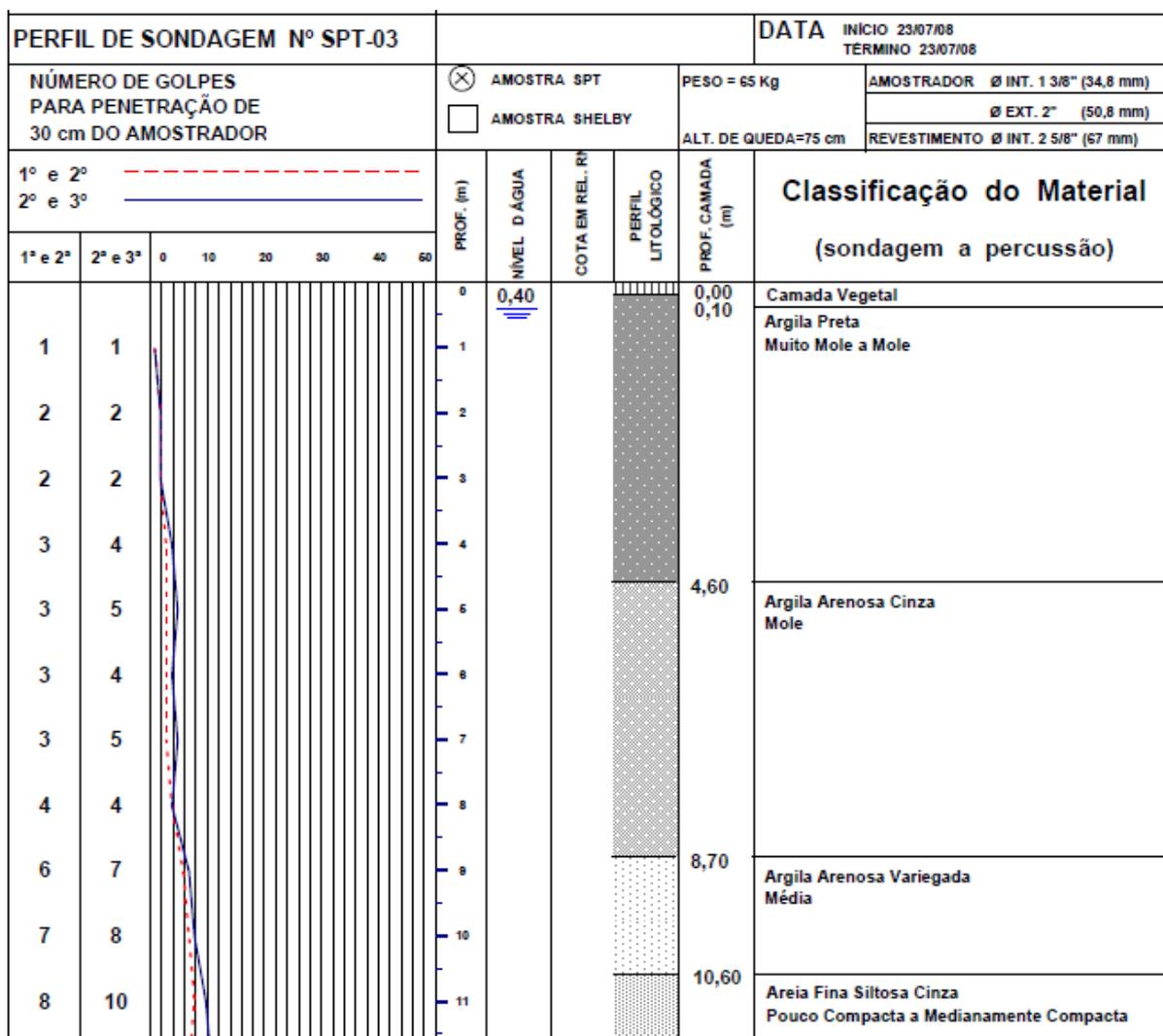
O aterro construído nesta seção chegou a 5 m de altura. A sobrecarga temporária de 2,5 m, prevista para acelerar os recalques primários e antecipar os recalques secundários não foi

executada. A estabilização dos aterros foi feita por bermas de equilíbrio e construção por etapas e os recalques acelerados por geodrenos verticais, pré-fabricados, dispostos em malhas quadradas com espaçamento de 1,70 m. A instrumentação dispôs de inclinômetros, piezômetros de Casagrande, piezômetro de cordas vibrantes, placas de recalques, marcos de recalque e referências de nível. Um desenho representativo da seção pode ser visto na figura 28, a mesma da seção anteriormente estudada. A numeração dos instrumentos também seguiu a ordem crescente da esquerda para direita.

4.2.1 Sondagens, ensaios e caracterização geotécnica

Próximo a seção em estudo foram executadas diversas sondagens e ensaios geotécnicos. Inicialmente com base nas sondagens SPT da região se observou nos primeiros 5 m uma camada mole, por vezes preta, com SPT variando de 1 a 2, seguida de 2 m de uma argila arenosa com SPT da ordem 5, terminando em camadas arenosas de SPT maiores, de 10 até 17. Os ensaios de CPTU mostraram cerca de 6 m de argila mole e posterior camada de areia siltosa. A figura 62 mostra o perfil típico SPT próximo a esta seção. Os demais ensaios especiais para argilas moles são apresentados a seguir.

Figura 62 – Perfil típico SPT 10+700

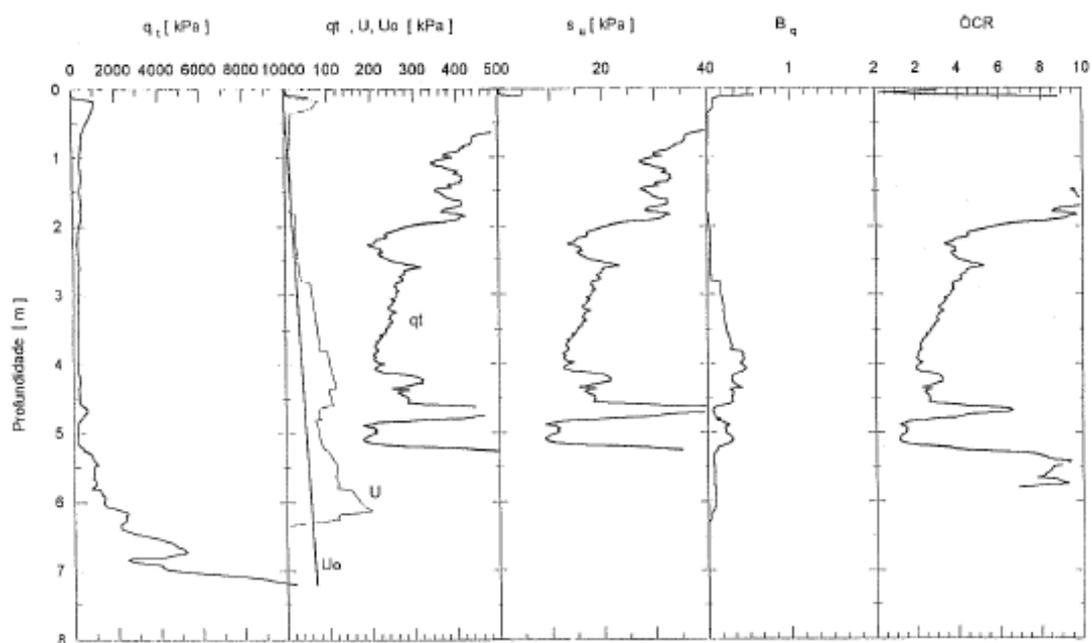


(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA;
MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011c, p. 514)

4.2.1.1 Ensaio CPTU com dissipação

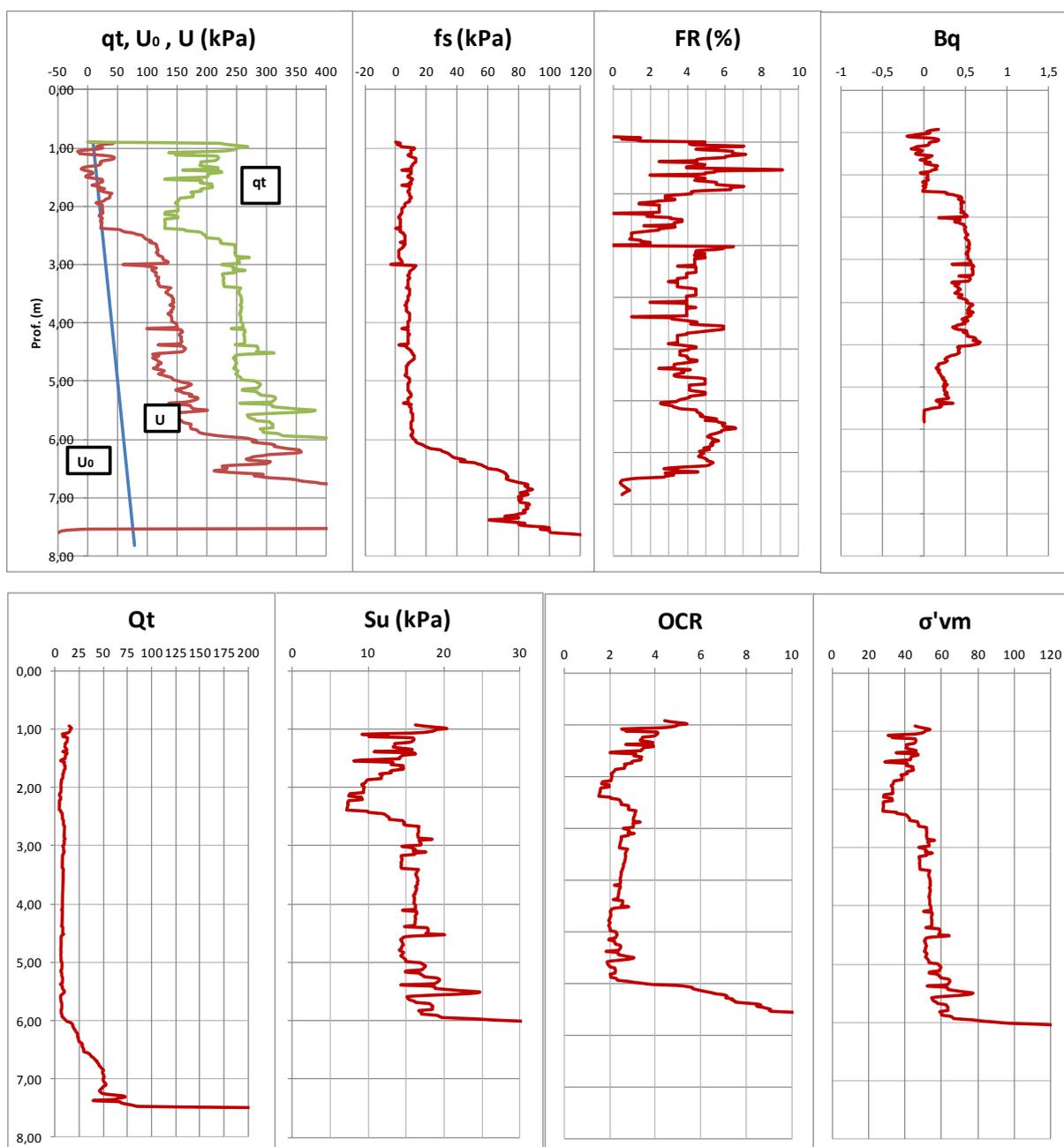
Dois ensaios CPTU feitos nos quilômetros 10+613 e 10+779, figuras 63 e 64, confirmando a presença do solo mole e mostrando valores de resistência de ponta corrigida inferiores a 150 kPa nos pontos mais desfavoráveis. O primeiro ensaio foi executado em 1997 e pôde-se apenas analisar os resultados apresentados. O segundo ensaio foi realizado em 2008 e seus dados foram disponibilizados em planilha eletrônica, possibilitando análises próprias.

Figura 63 – CPTU km 10+613



(fonte: [ECOPLAN ENGENHARIA;MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 240)

Figura 64 – CPTU km 10+779



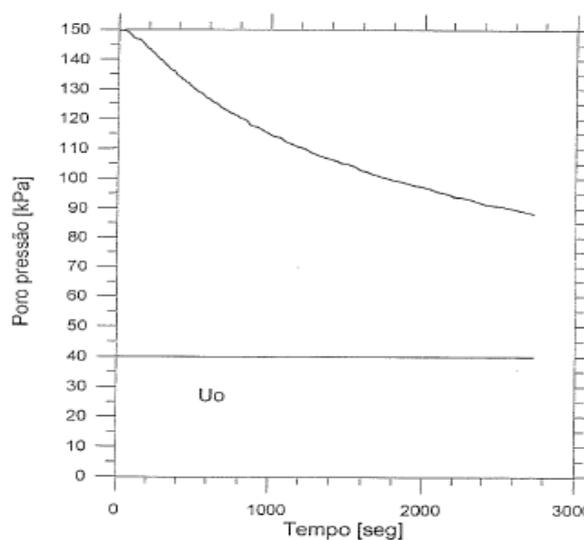
(fonte: elaborado pelo autor)

A variação da poropressão durante o ensaio mostra que os excessos gerados na cravação não são dissipados rapidamente, característica de solos pouco permeáveis, como as argilas moles. Após a camada mole o ensaio foi interrompido por haver chegado a substrato resistente. Pode-se ainda observar que o S_u da camada mole apresenta valores de 8 a 20 kPa, considerando-se valor de N_{kt} igual a 12. Os valores de OCR da camada mole, considerando-se valores do parâmetro da argila K da ordem de 0,30, variam de 1,5 a 4, sendo em média próximos a 2,5. Os valores de OCR são, ainda, comparados com os ensaios de adensamento e palheta.

A análise das grandezas B_q , Q_t e F_r indicou que a camada mole é composta por argila – argila siltosa, referente a região 3 da figura 3, e por vezes solo orgânico e turfoso, referente a região 2 da figura 3. A camada seguinte é composta por uma areia siltosa, referente a região 6, e por vezes silte arenoso, referente a região 5 da figura 3. Os ensaios CPTU indicaram que a camada abaixo do solo mole tem comportamento arenoso, diferente do que por vezes indicou as sondagens SPT.

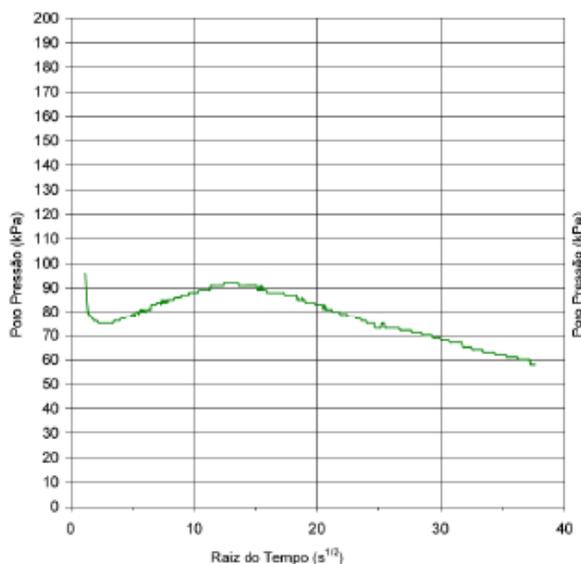
Conjugados aos ensaios de piezocone foram feitos ensaios de dissipação das poropressões geradas no meio da camada mole. As figuras 65 e 66 representam os ensaios. Considerando-se a metodologia proposta por Houlsby e Teh (1988) para uma dissipação de 50% das poropressões em um piezocone cujas medidas são feitas em sua base, em que o fator T^* é igual a 0,245, a área do piezocone igual 10 cm^2 e o índice de rigidez do solo igual a 135, proposto por Soares (1997) ao estudar as argilas moles da mesma região de Porto Alegre. Obteve-se pela, equação 8, valores de C_h de cone da ordem de $2,35 \times 10^{-7}$ e $1,73 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, respectivamente. Porém, esses valores devem ser corrigidos, pois segundo Jamiolocowski et al. (1985) o processo de cravação faz com que o comportamento do solo ao redor do cone seja amolgado, diferente do real, e propõem que os valores de C_h sejam multiplicados por 0,13 a 0,15. Assim, usando o fator de 0,14 os valores de C_h respectivos aos km 10+613 e 10+779 foram $3,31 \times 10^{-8}$ e $2,43 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. O primeiro ensaio foi realizado a 4,5 m de profundidade e o segundo a 3,5 m, aproximadamente.

Figura 65 – Dissipação km 10+613



(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 257)

Figura 66 – Dissipação 10+779



(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 216)

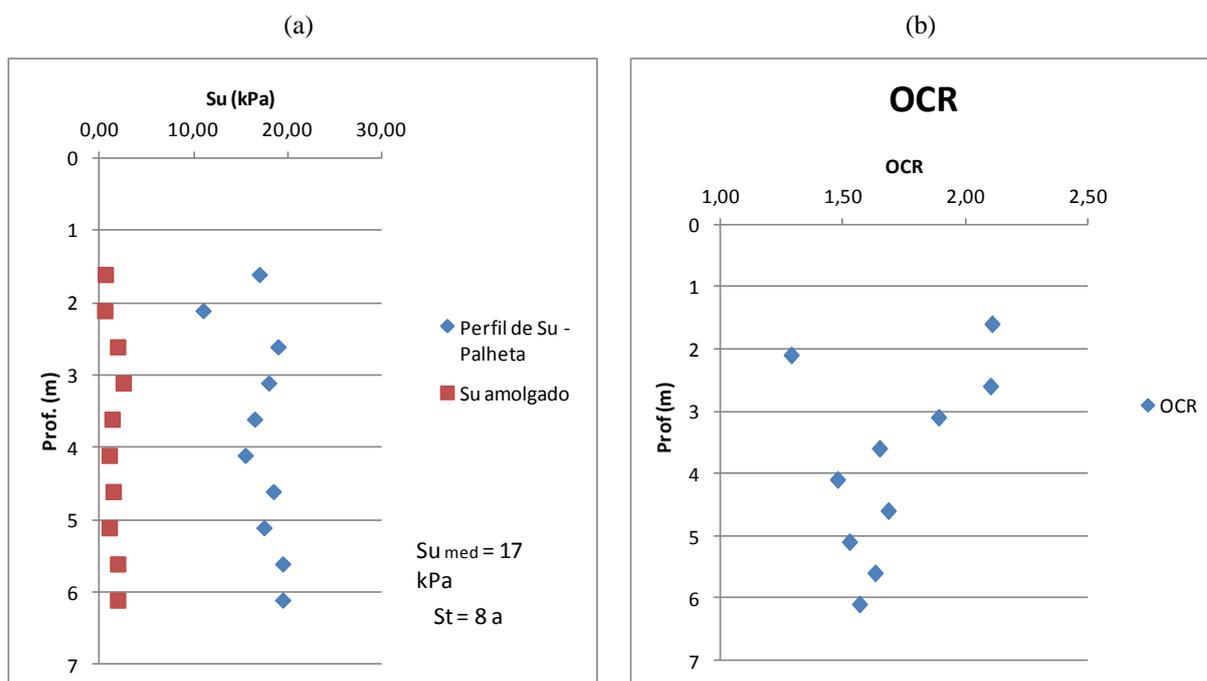
Com os valores de C_h , calculou-se os valores de C_v dividindo-se por 1,25, fator de correlação (K_v/K_h) intermediário, proposto por Jamiolowski et al. (1985) para argilas ditas homogêneas e sem macroestrutura ($1,0 < K_v/K_h < 1,5$). Assim estimou-se C_v como sendo $2,65 \times 10^{-8}$ e $1,94 \times 10^{-7}$ m²/s, respectivamente para o primeiro e segundo ensaio.

4.2.1.2 Ensaio de palheta

No km 10+779 também foram executados ensaios de palheta com medidas de resistência em várias profundidades. As figuras 67a e b mostram a variação de S_u com a profundidade, calculado pela equação 10, e a variação de OCR, calculado pela equação 11, baseados nos dados das curvas de torque máximo x rotação dos ensaios de palheta. Para estimativa do OCR utilizou-se um fator α calculado pela equação 12, para IP de 60%, valor baseado em Soares (1997) para argilas dessa região de Porto Alegre. Pode-se observar uma tendência de crescimentos com a profundidade da resistência não drenada, cuja média na camada mole foi de aproximadamente 17 kPa, confirmando a representatividade do ensaio de cone e seus parâmetros adotados. A resistência amolgada se mostrou muito baixa, apresentando valores de sensibilidade desde 8 até 30. Segundo Almeida e Marques (2010) esses valores são excepcionalmente altos se comparados a experiência brasileira. Schnaid e Odebrecht (2012) indicam como possíveis causas da alta sensibilidade a presença de matéria orgânica, raízes ou conchas no material. Devido às incertezas e a existência de ensaios de adensamento, que serão

descritos mais adiante, os valores de OCR obtidos pelos ensaios de palheta serviram apenas como indicativo de um pré-adensamento da camada mole.

Figura 67 – Ensaio de palheta km 10+779: (a) S_u ; (b) OCR



(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.1.3 Ensaios de adensamento

Os ensaios de adensamento foram feitos em menor quantidade, porém foram amostrados nos locais representativos para cada segmento dito homogêneo. Duas amostras *Shelby* foram coletadas na região desta seção, km 10+200. Os ensaios foram feitos no laboratório de geotecnologia da UFRGS, aplicando-se cargas da ordem de 12,5 até 400 kPa, em 6 níveis de carga, que foram mantidos durante 24 h. No final do carregamento foi promovido o descarregamento da amostra. As características das amostras podem ser vistas na tabela 6, em que W_{nat} é a umidade natural das amostras, γ_s é o peso específico real dos grãos, γ_t é o peso específico total, γ_d é o peso específico seco, e_i é o índice de vazios inicial e S_i é a saturação da amostra. Chama-se a atenção para a presença de material turfoso na profundidade de 3,6 m, descrita pelo laboratorista, o que explica o elevado índice de vazios e umidade natural. A presença do material turfoso pode ser devido ao fato da região fazer parte das planícies de

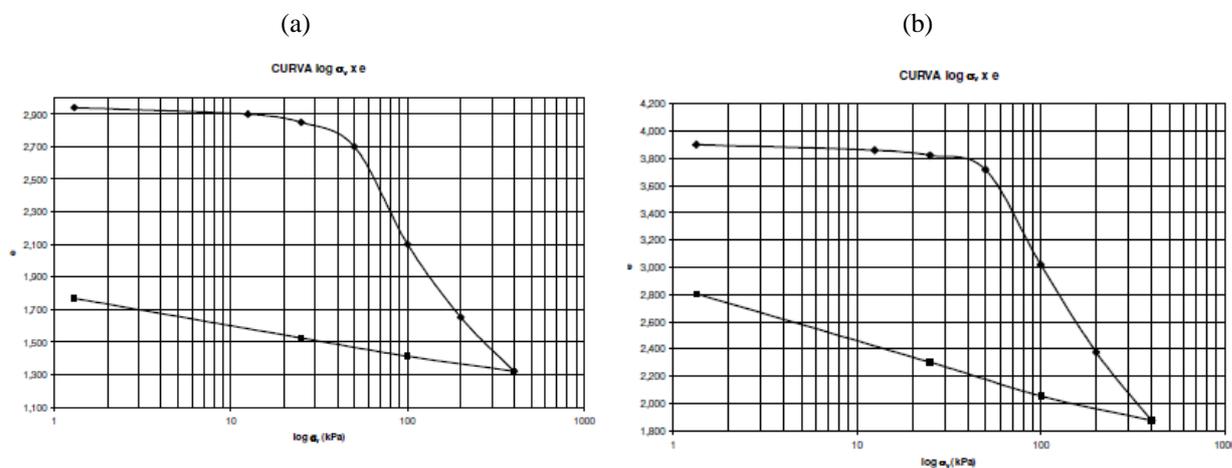
inundação do rio dos Sinos e Gravataí, que depositam esses materiais na sua região ou em meandros abandonados. A presença de matéria orgânica ajuda a explicar a alta sensibilidade indicada pelo ensaio de palheta anteriormente descrito. Nas figuras 68a e b são apresentadas as curvas $\log \sigma'_v$ x e e de onde são retiradas as tensões de pré-adensamento, σ'_{vm} , e os valores de C_c e C_r .

Tabela 6 – Características das amostras km 10+200

Prof (m)	Wnat (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_{total} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i	S_i (%)
3,3	115,44	25,22	13,79	6,40	2,94	100
3,6	162,70	23,32	12,50	4,76	3,90	99,2

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 68 – Adensamento km 10+200: (a) prof. 3, 2 - 3,3 m; (b) prof. 3,3 - 3,6 m



(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 331 - 332)

Os valores de tensão de pré-adensamento, índice de compressão e recompressão, assim como os valores de OCR, são apresentados na tabela 7. A tensão vertical efetiva foi calculada considerando a profundidade do solo mole, com γ_{nat} da ordem de 13,5 kN/m³ e pequeno aterro de conquista de material granular, descrito nos boletins de sondagem como 60 cm. Observa-se valores de OCR da ordem de 2 a 2,3, indicando pré-adensamento e validando os

dados de piezocone e palheta. O projeto previa valores dessa ordem nos locais mais críticos, o que confirma os dados obtidos visto que neste local se encontrou matéria orgânica. Os valores dos índices de compressão e recompressão, C_c e C_r , são representativos e, principalmente para a segunda amostra, em que o índice de vazios inicial foi da ordem de 4.

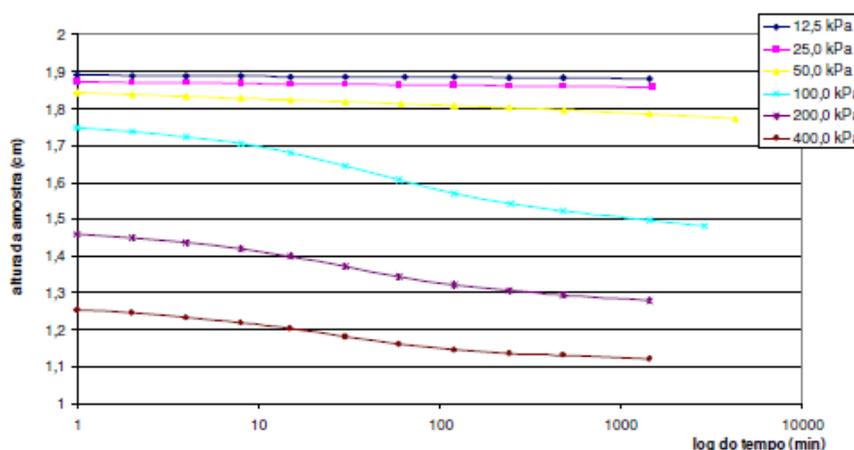
Tabela 7 – Resultados dos ensaios de adensamento

Prof. (m)	σ'_{vm} (m)	C_r	C_c	OCR
3,3	49	0,103	1,41	2,1
3,6	46	0,075	1,56	2,3

(fonte: elaborado pelo autor)

A variação da altura da amostra em relação ao tempo no ensaio de adensamento indicou valores para o coeficiente de adensamento vertical C_v . Na figura 69, referente a primeira amostragem, obteve-se valores conforme tabela 8. Na figura 70, referente a segunda amostra ensaiada, obteve-se os valores da tabela 9.

Figura 69 – Ensaio de adensamento: coeficiente de adensamento vertical (prof. 3,20 a 3,30 m)



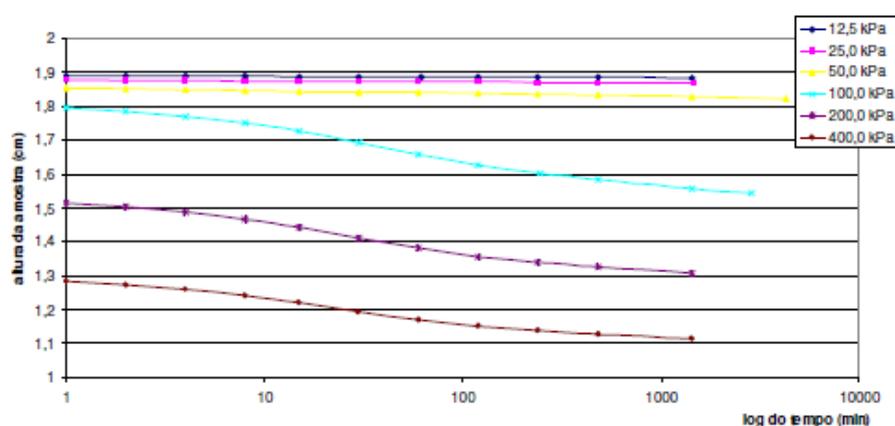
(fonte: adaptado de [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 337)

Tabela 8 – Coeficiente de adensamento vertical (prof. 3,20 a 3,30 m)

σ'_v (m)	C_v (m ² /s)
100	$2,85 \times 10^{-08}$
200	$4,00 \times 10^{-08}$
400	$4,00 \times 10^{-08}$

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 70 – Ensaio de adensamento: coeficiente de adensamento vertical (prof. 3,30 a 3,60 m)



(fonte: adaptado de[ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 338)

Tabela 9 – Coeficiente de adensamento vertical (prof. 3,30 a 3,60 m)

σ'_v (m)	C_v (m ² /s)
100	$4,81 \times 10^{-08}$
200	$4,56 \times 10^{-08}$
400	$4,80 \times 10^{-08}$

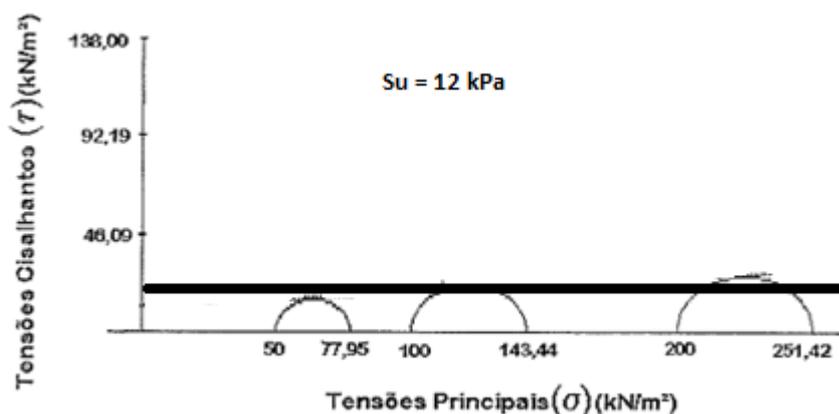
(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se observar valores baixos para os coeficientes de adensamento vertical que são compatíveis com os obtidos no ensaio de dissipação do km 10+613.

4.2.1.4 Ensaio triaxiais

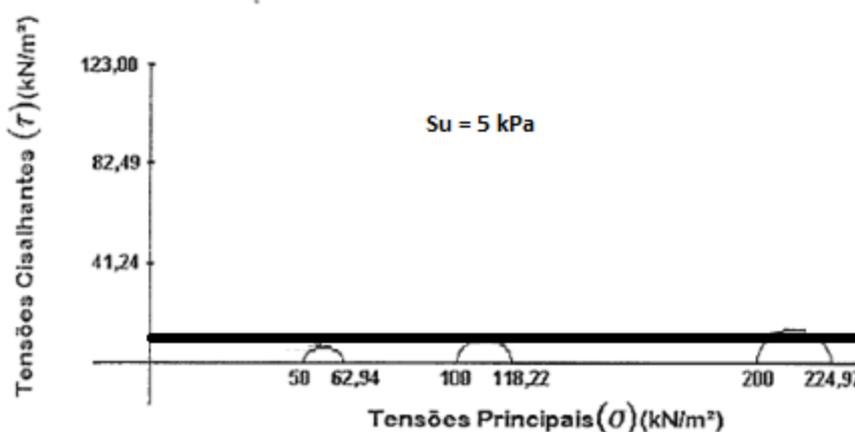
Para estimativa dos parâmetros de resistência foram utilizados quatro ensaios triaxiais do tipo não drenado e não adensado, UU, na região próxima ao km 10+400. Dentre eles destacam-se os dois mais próximos a seção em estudo, nos km 10+343 e 10+441, que são apresentados nas figuras 71 e 72. Em geral, na determinação das envoltórias de tensões totais, os interceptos coesivos variaram de 10 a 15 kPa. Entretanto, chama-se a atenção para a amostra coletada no km 10+441, na profundidade aproximada de 3 m, em que foi verificado um intercepto coesivo de 5 kPa, destoando das demais amostras e indicando possível presença dos materiais orgânicos presentes nas amostras dos ensaios de adensamento.

Figura 71 – Ensaio triaxial UU: km 10+343 – prof. 2,5 m



(fonte: [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 268)

Figura 72 – Ensaio triaxial UU: km 10+441 – prof. 3 m

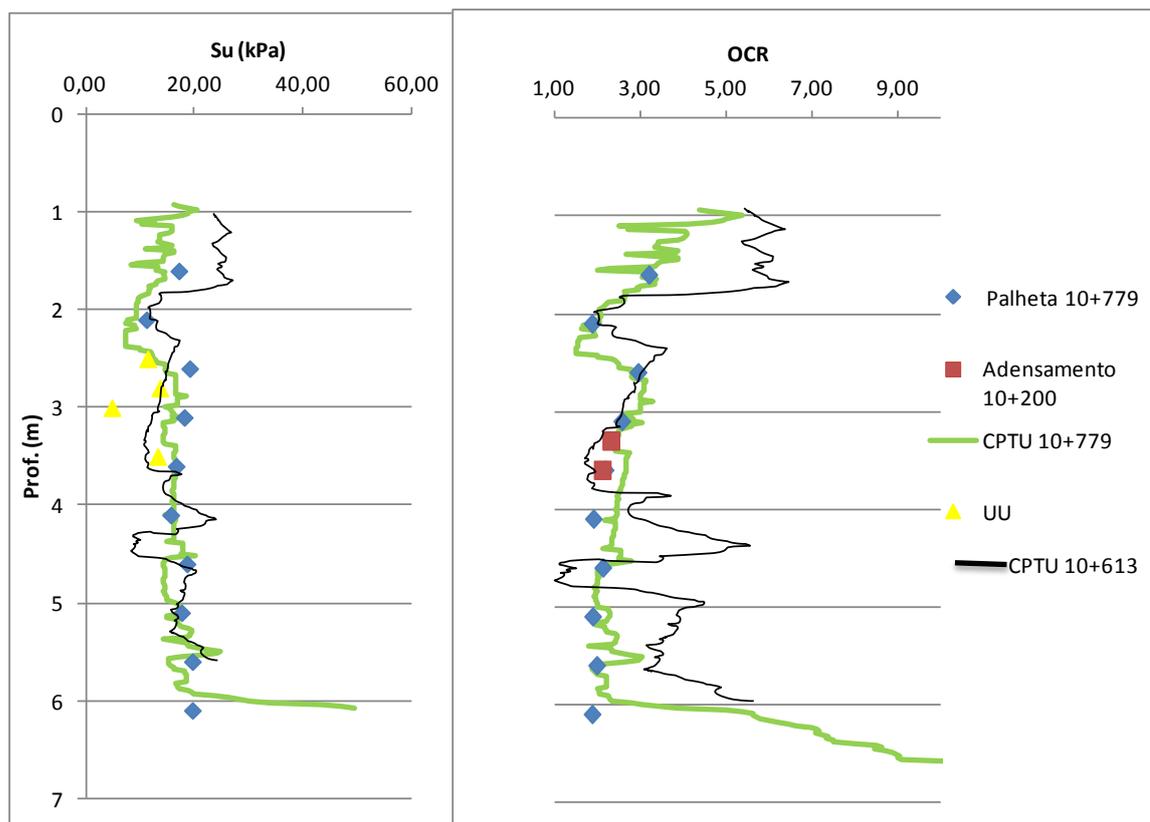


(fonte: [ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.], 2011a, p. 271)

4.2.1.5 Determinação do perfil geotécnico

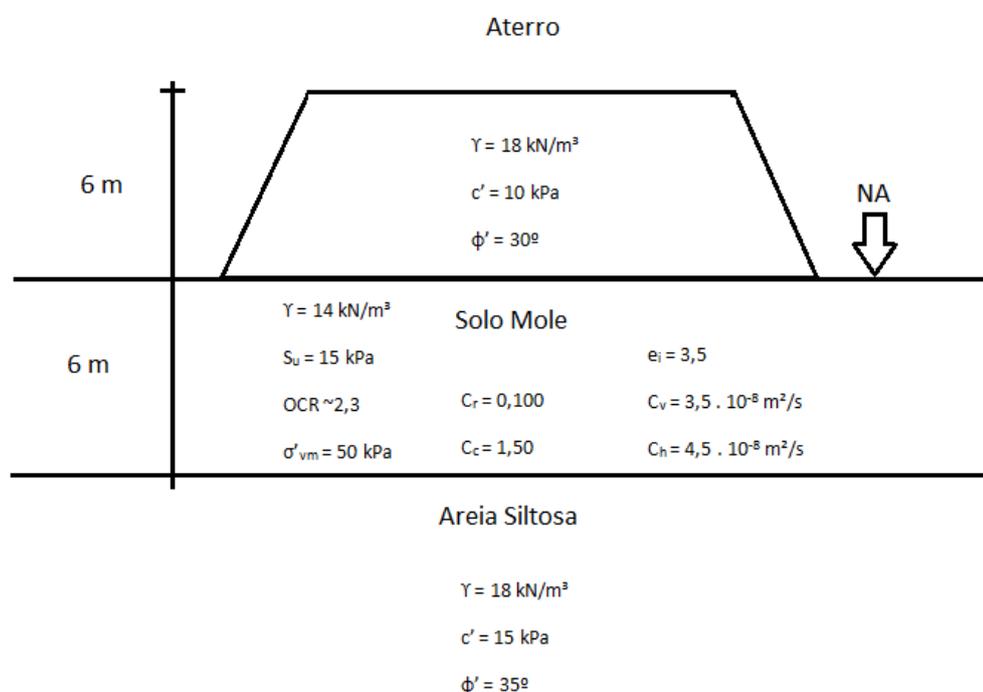
Por fim, os resultados dos ensaios foram comparados na figura 73, e foi determinado como perfil representativo das proximidades da seção o apresentado na figura 74, em que os parâmetros de resistência e adensamento estão presentes.

Figura 73 – S_u e OCR: comparação dos ensaios



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 74 – Perfil geotécnico: km 10+700



(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.2 Avaliação da instrumentação

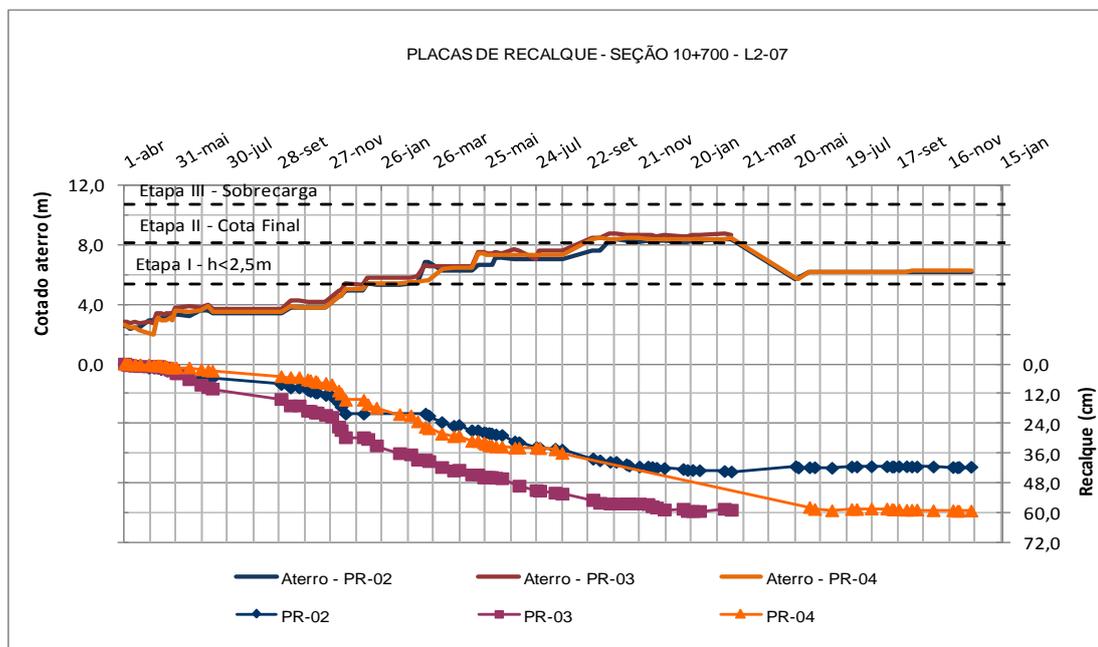
A avaliação da instrumentação de campo é dependente da qualidade e frequência das medidas durante as etapas da obra. Devido ao elevado número de placas de recalques e a alta frequência necessária de medidas nos inclinômetros durante as fases da obra, as técnicas baseadas em termos de volumes deslocados não foram analisadas, pois seriam imprecisas. As análises foram feitas no sentido de avaliar a estabilidade dos aterros nas etapas de carregamento e adensamento, bem como avaliar possíveis acontecimentos denunciados pela instrumentação, baseando-se na disposição e quantidade de medidas disponíveis.

4.2.2.1 Avaliação das placas de recalque aplicadas às técnicas de análise

Inicialmente a seção previa aterro com 6 m de altura mais uma sobrecarga de 2,5 m, divididos em três etapas de carregamento e adensamento. Entretanto, por motivos alheios a este trabalho, a sobrecarga não foi executada. As medidas na placa central do aterro foram tomadas até março de 2013, sendo interrompidas quando o aterro chegou a sua cota final. Na

figura 75 pode-se observar a sequencia da construção dos aterros assim como os recalques medidos nas placas.

Figura 75 – Construção do aterro e placas de recalque



(fonte: trabalho não publicado¹⁵)

O carregamento inicial de projeto previa elevação da altura do aterro em 2,5 m com posterior espera de 3 meses para que fossem desenvolvidos 70% dos recalques de 1ª ordem. Porém, verificou-se que este aterro foi construído com cerca de 1,8 m, o que foi suficiente apenas para ultrapassar a tensão de pré-adensamento, descrita anteriormente nos ensaios de adensamento, em aproximadamente 4 kPa. Pela equação 18, descrita por Almeida e Marques (2010), os recalques por adensamento primário podem ser calculados.

Para a seção em estudo, baseado nos ensaios e análises feitas anteriormente, a espessura de argila foi considerada com 6 m, C_r foi adotado como 0,100, C_c igual a 1,5, o índice de vazios inicial foi considerado 3,5, a tensão de pré-adensamento foi de 50 kPa e tensão efetiva inicial no meio da camada mole foi estimada em 21 kPa. Assim os recalques esperados seriam da ordem de 11 cm, compatíveis com os observados nas placas de recalques. Essa carga não causou movimentações significativas nos inclinômetros, pois apenas ultrapassou a tensão de pré-adensamento estimada em 4 kPa. Em seguida elevou-se o aterro até a cota de projeto,

¹⁵ Dados obtidos em planilhas eletrônicas referentes ao monitoramento das seções instrumentadas durante a construção, fornecido pela empresa Magna Engenharia Ltda..

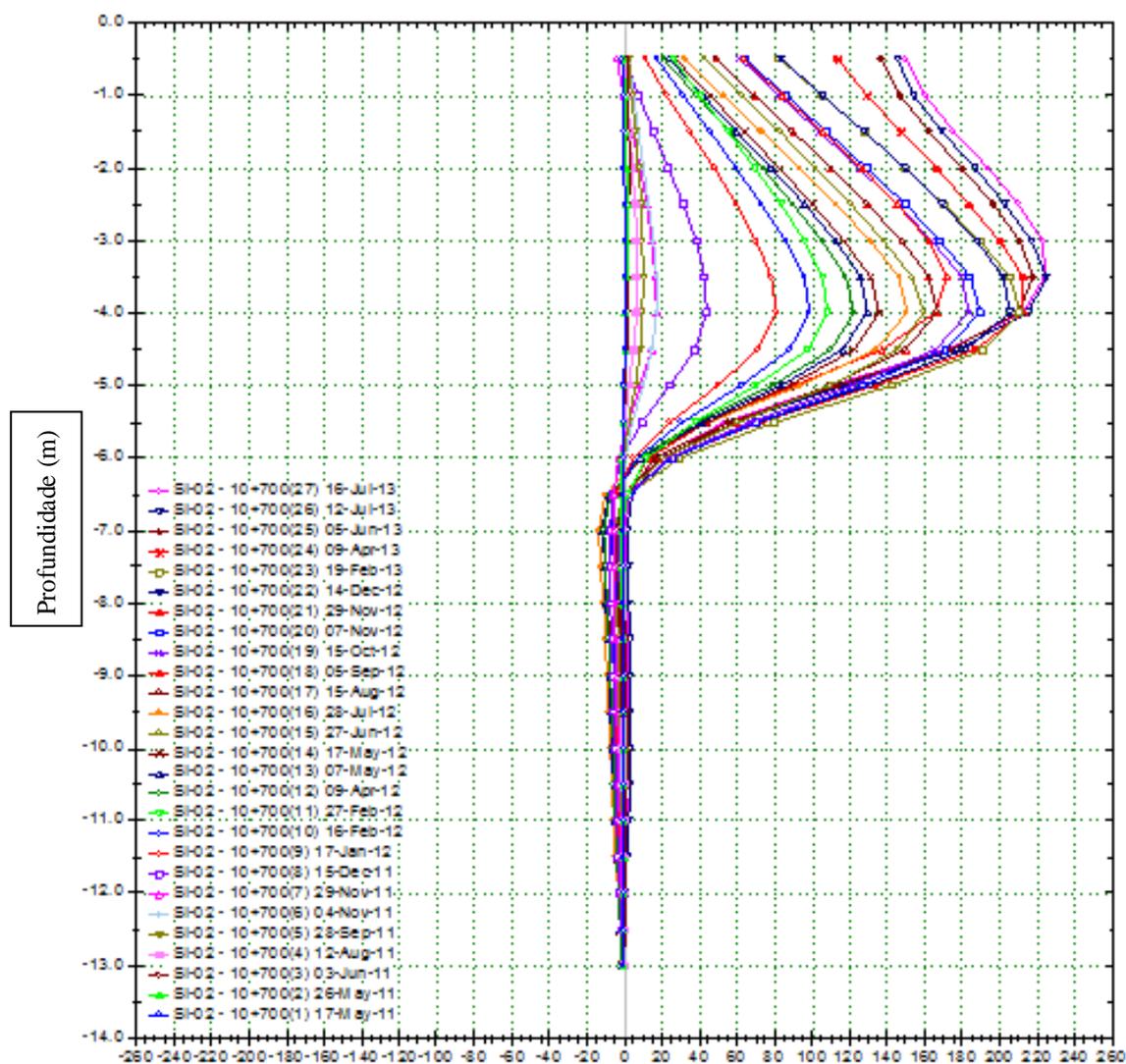
carregamento que durou cerca de um ano. Durante esse período foram efetuadas leituras de recalques, deslocamentos laterais e distorções nos inclinômetros. As medidas nas placas foram muito mais frequentes do que as nos inclinômetros, que foram em média uma medida por mês. Segundo Almeida et al. ([2000]), durante o carregamento é desejável medidas a cada três dias ou mesmo diárias, conforme necessidade. Devido a forma como foi carregada a seção, lentamente e com interrupções intermediárias devido a motivos de obra, as leituras foram tomadas de forma mais espaçada.

Utilizando novamente a equação 18, foram calculados os recalques totais de 1ª ordem esperados ao final do período de adensamento a fim de compará-los com os valores lidos diretamente das placas de recalque. Sabendo que altura final do aterro foi de 6 m, pois não foi executada a sobrecarga, a variação de tensões efetivas seria da ordem de 108 kPa. Aplicando os valores anteriormente descritos para o cálculo do adensamento, chegou-se a recalques estimados de 87 cm, enquanto as placas indicaram recalques máximos da ordem de 65 cm. Houve uma diferença entre os valores esperados e lidos que pode estar associada a heterogeneidade do depósito e a presença do material turfoso nas amostras coletadas, que implicou na adoção de parâmetros conservadores.

4.2.2.2 Avaliação dos inclinômetros às técnicas de análise

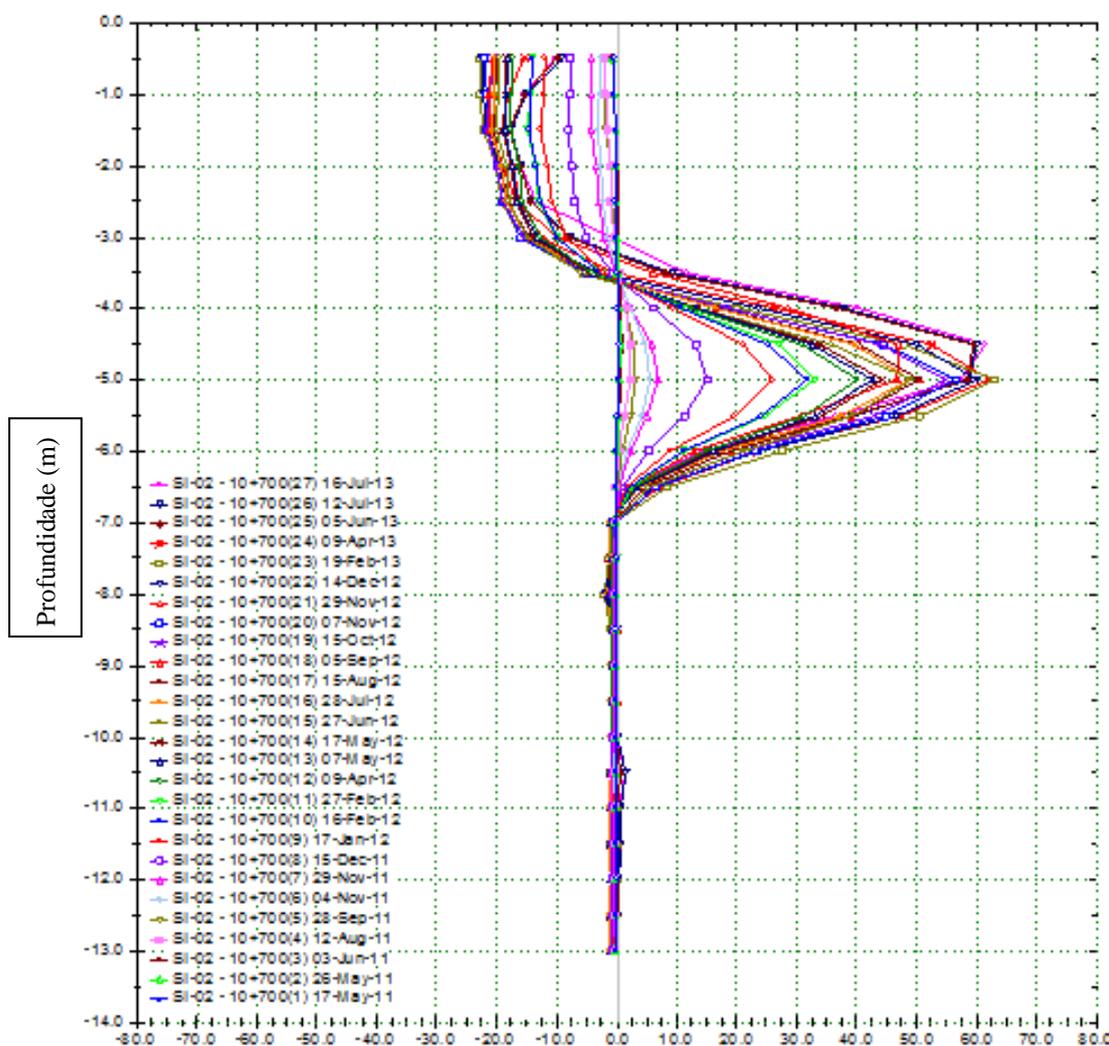
A avaliação dos deslocamentos laterais e distorções foram feitas com base nas leituras dos inclinômetros. A seção possuía 4 instrumentos deste tipo, 2 de cada lado, sendo que um deles evidenciou movimentações e distorções nitidamente maiores, sendo as análises feitas para este representando as condições críticas. O perfil de deslocamentos laterais e distorções no inclinômetro SI 2 podem ser observados nas figura 76 e 77.

Figura 76 – Deslocamentos laterais SI 2 (mm)

(fonte: trabalho não publicado¹⁶)

¹⁶ Dados obtidos em planilhas eletrônicas referentes ao monitoramento das seções instrumentadas durante a construção, fornecido pela empresa Magna Engenharia Ltda..

Figura 77 – Distorções SI 2 (mm/m)

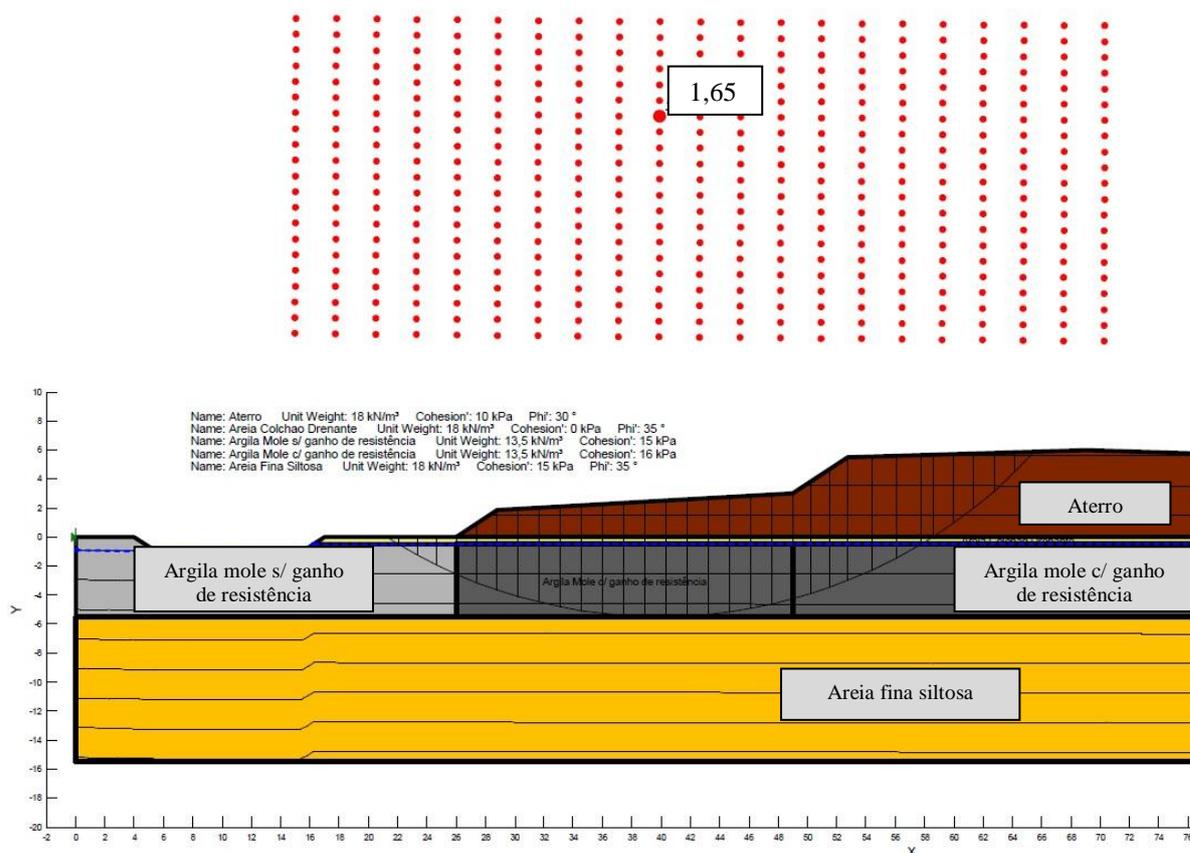
(fonte: trabalho não publicado¹⁷)

No sentido de se verificar a compatibilidade entre os parâmetros de resistência estimados pelos ensaios geotécnicos e as respostas observadas na instrumentação de campo, foi desenvolvido um modelo simplificado no *software* SLOPE/W que verifica a segurança quanto à ruptura em termos de equilíbrio limite de forças e momentos. Avaliou-se a segurança em dois momentos da construção os quais se possuía um bom número de leituras nos inclinômetros, permitindo a comparação entre as análises. O primeiro momento é após a conclusão da segunda etapa de carregamento, em que o aterro já teria sua altura total, porém o ganho de resistência da argila mole seria proveniente apenas da primeira etapa de carregamento, e o segundo momento após o adensamento a longo prazo, considerando o

¹⁷ Dados obtidos em planilhas eletrônicas referentes ao monitoramento das seções instrumentadas durante a construção, fornecido pela empresa Magna Engenharia Ltda..

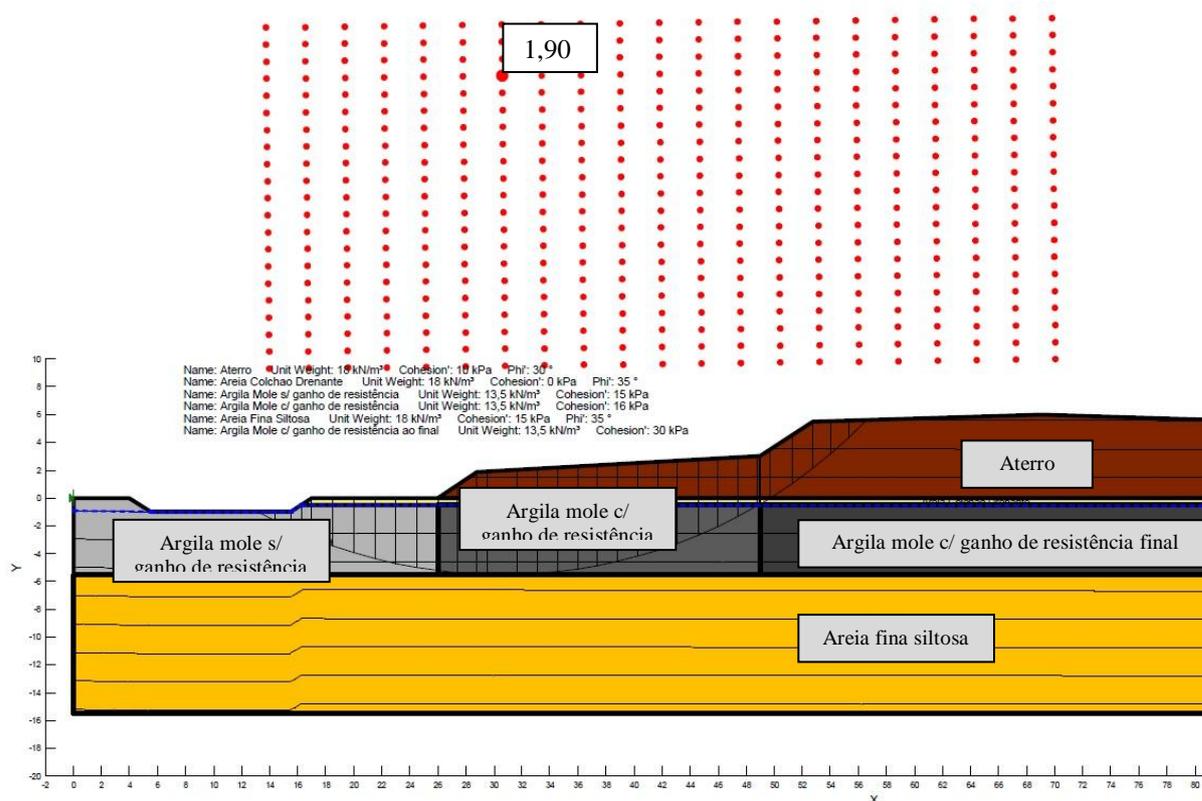
ganho de resistência proveniente de todo o aterro construído. Como mostrado pela equação 9, a resistência não drenada se relaciona com a tensão de pré adensamento por um coeficiente igual a 0,22. Sabendo que após ultrapassar a tensão de pré-adensamento o material se comportaria de maneira normalmente adensada e toda a tensão que excedesse esse valor de σ'_{vm} faria com que o material adensasse e ganhasse resistência, calculou-se pela equação 19, as resistências após um carregamento de 1,8 e 6 m, que causariam uma variação na tensão de pré-adensamento de aproximadamente 4 e 79 kPa. Se considerou um ganho de 1 kPa para a primeira análise e de 15 kPa para a segunda, limitando-se a resistência da argila em 30 kPa por não se ter a confirmação desse ganho de resistência medido por ensaio de palheta. A figura 78 mostra o primeiro momento em que o fator de segurança é 1,65, já superior descrito pela norma DNER PRO 381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998) em que para aterros da linha geral deve ser maior que 1,3. Na figura 79, após o adensamento proveniente de todo o aterro construído, o fator de segurança torna-se ainda mais alto, da ordem de 1,9.

Figura 78 – Análise de ruptura: segundo carregamento/adensamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 79 – Análise de ruptura: longo prazo



(fonte: elaborado pelo autor)

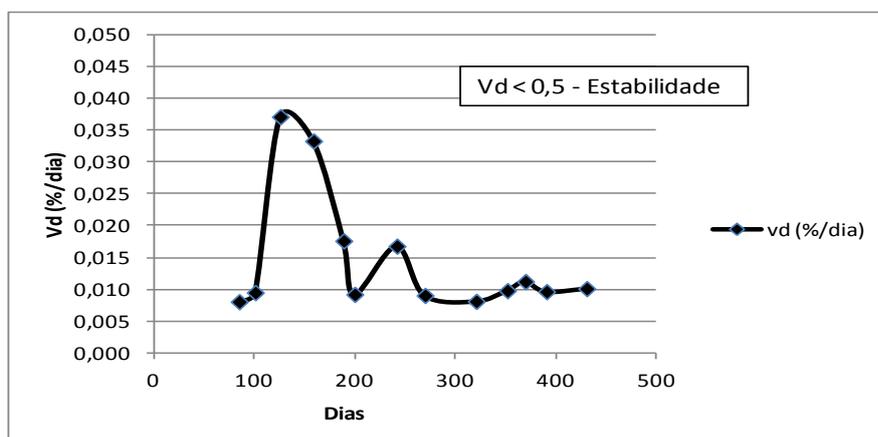
Também pode ser observado que a ruptura indicada pela análise de estabilidade passaria a uma profundidade entre 4,5 e 5,5 m, compatível com as leituras de distorção do inclinômetro SI 2.

Como descrito anteriormente, os deslocamentos durante o primeiro carregamento e posterior adensamento são muito pequenos, pois as tensões estavam muito próximas da tensão de pré-adensamento e as leituras nos inclinômetros foram muito espaçadas, não permitindo uma análise mais detalhada. Devido aos pequenos deslocamentos e as baixas tensões aplicadas, a segurança quanto à ruptura foi alta nestas etapas da obra.

Durante o **segundo carregamento**, entre setembro de 2011 e outubro de 2012, foram observadas as distorções e velocidades de distorção, além dos deslocamentos verticais e laterais. Segundo Almeida e Marques (2010) velocidades de distorção em %/dia inferiores a 0,5 indicam estabilidade. Pode-se observar na figura 80, que as velocidades foram inferiores a 0,04 %/dia, indicando estabilidade. Valores baixos de velocidade de distorção, da ordem de 0,035 %/dia, foram observados por Dienstmann (2011) ao avaliar a construção dos molhes de

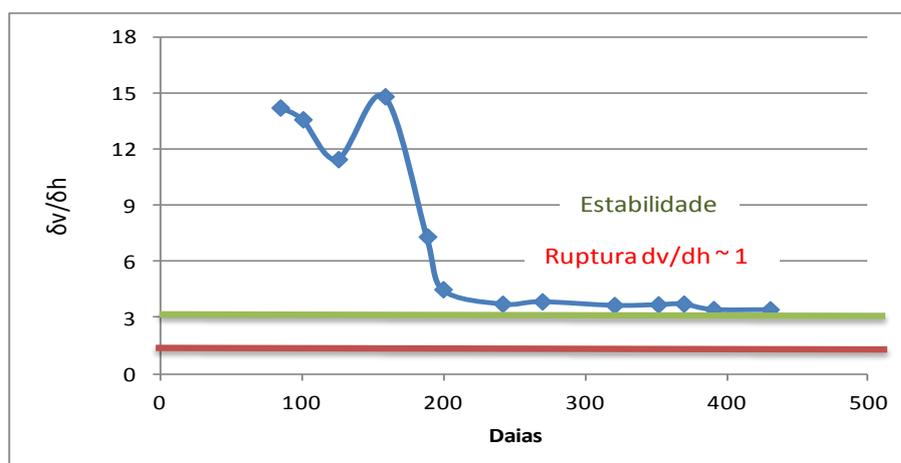
Rio Grande. Faz-se a ressalva, entretanto, de que seriam necessárias medidas mais frequentes para garantir a eficácia do método aplicado e garantir que entre as medidas disponíveis não houve indícios de aceleração das distorções.

Figura 80 – Curva Vd x tempo: 2º carregamento



(fonte: elaborado pelo autor)

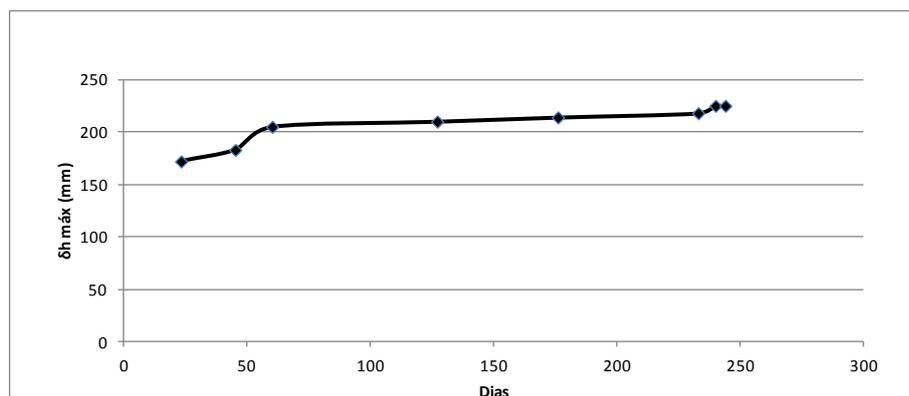
Na figura 81 pode-se observar que os deslocamentos verticais foram sempre maiores que os horizontais e estabilizaram em valores próximos a 3, o que segundo Sandroni et al. (2004) indica estabilidade. A instrumentação evidenciou que após uma aceleração das distorções entre 100 e 150 dias a relação entre deslocamentos verticais e horizontais caiu, porém os valores foram sempre maiores que 3 e as velocidades de distorção estabilizaram em valores baixos, indicando franca estabilidade. Sendo esta uma obra já finalizada, os dados de campo são de que não houve rupturas nem indícios de uma durante a obra nesta seção, dando credibilidade à análise.

Figura 81 – Curva $\delta v/\delta h$: 2º carregamento

(fonte: elaborado pelo autor)

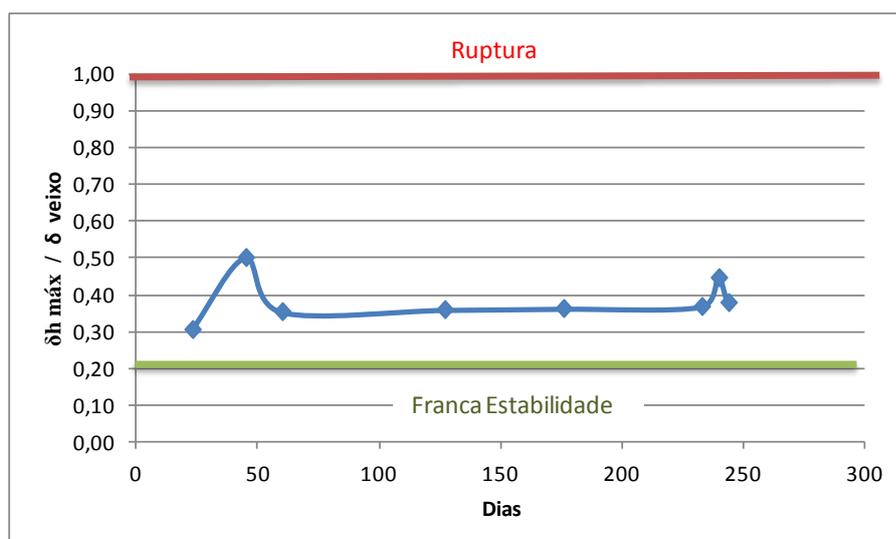
A maioria dos dados foram coletados durante a **segunda etapa de adensamento** e, como descrito por Brugger (1996), após uma etapa de carregamento, as distorções crescem rapidamente junto as fronteiras drenantes em caso de adensamento ou, crescem no interior da camada mole em caso de *creep*. Observa-se um crescimento acentuado no interior da camada mole, longe das fronteiras drenantes, que se encontram aproximadamente na superfície e a 7 m de profundidade. Durante a segunda etapa de adensamento a estabilidade foi avaliada por relações entre o deslocamento máximo horizontal, δ_{hmax} , em relação ao tempo, em que a curva plotada teria comportamento convergente em caso de estabilidade e predominância dos efeitos de adensamento e comportamento divergente em caso de instabilidade com predominância dos efeitos de *creep* não drenado (KAWAMURA¹⁸, [1985] apud Almeida et al., [2000]). A figura 82 mostra a situação e indica, a princípio, estabilidade. Faz-se a ressalva de que os métodos requerem medidas mais frequentes e estes resultados dão uma tendência dos possíveis processos mobilizados.

¹⁸ KAWAMURA, K.. Methodology for landslide prediction. In: ININTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, n. 3, 1985, San Francisco. **Proceedings...** [San Francisco]: [s. n.], [1985], p. 1155-1158.

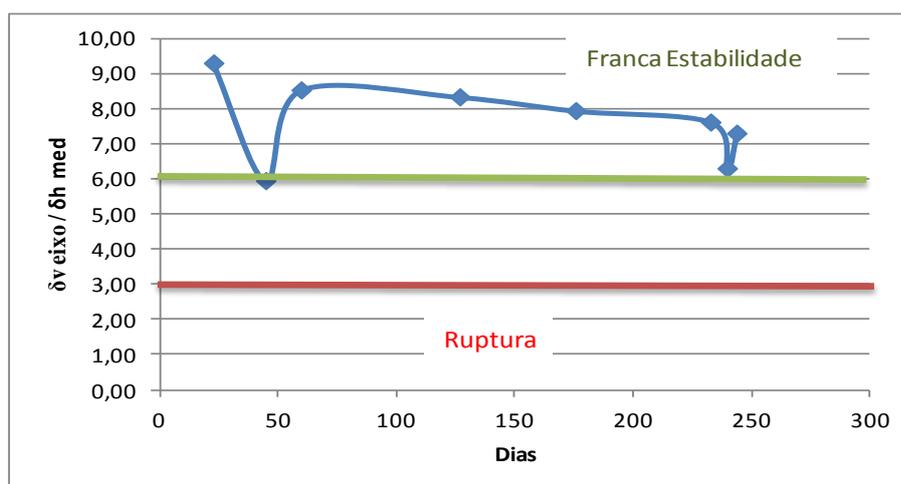
Figura 82 – Curva $\delta_{h\text{máx}}$ x tempo: 2ª fase de adensamento

(fonte: elaborado pelo autor)

Brugger (1996) indica para situações de adensamento sem processo de ruptura iminente, valores de deslocamento máximo horizontal sobre deslocamento vertical no eixo, $\delta_{h\text{máx}}/\delta_{v\text{eixo}}$, menores que 0,2, valores de deslocamento vertical no eixo sobre deslocamento horizontal médio, $\delta_{v\text{eixo}}/\delta_{h\text{med}}$, maiores que 6 e distorções grandes, maiores que 4%. O autor indica que na iminência de ruptura as distorções também são grandes, e os valores de $\delta_{h\text{máx}}/\delta_{v\text{eixo}}$ são da ordem de 1, enquanto os valores de $\delta_{v\text{eixo}}/\delta_{h\text{med}}$ são inferiores a 3. Nas figura 83 e 84 foram plotados os valores de $\delta_{h\text{máx}}/\delta_{v\text{eixo}}$ e $\delta_{v\text{eixo}}/\delta_{h\text{med}}$. Para a relação de máximos deslocamentos, os valores foram intermediários entre os critérios propostos para estabilidade franca e ruptura. Para os valores médios observaram-se valores altos, indicando estabilidade. As distorções foram grandes, da ordem de 6,5%. Aos 50 dias houve uma pequena mudança de tendência do comportamento, evidenciados nas figuras 82, 83 e 84, entretanto os valores estabilizaram e a seção esteve plenamente estável.

Figura 83 – Curva $\delta_{h\text{máx}}/\delta_{\text{veixo}}$ x tempo: 2ª fase de adensamento

(fonte: elaborado pelo autor)

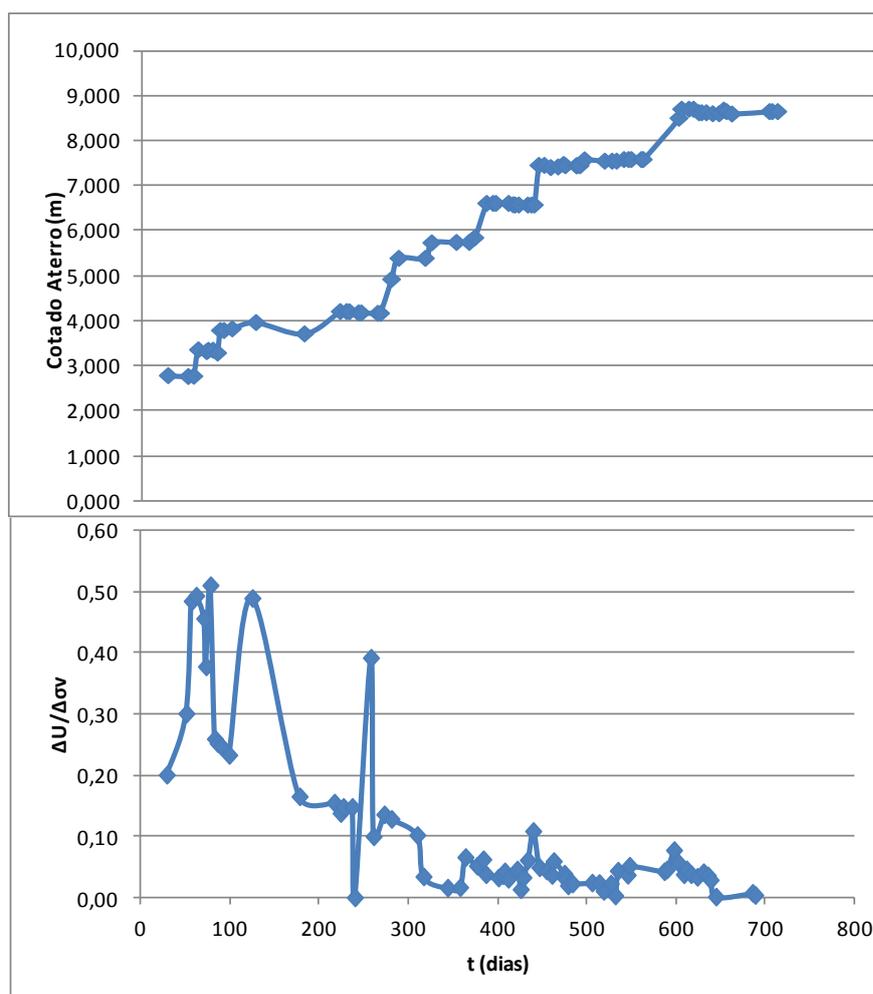
Figura 84 – Curva $\delta_{\text{veixo}}/\delta_{h\text{med}}$ x tempo: 2ª fase de adensamento

(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.2.3 Avaliação dos piezômetros aplicados às técnicas de análise

Na figura 85, pode-se observar a variação das porpressões no piezômetro de cordas vibrantes normalizado pelo acréscimo de tensão vertical imposto pelo aterro.

Figura 85 – Piezômetros 10+700



(fonte: elaborado pelo autor)

Primeiramente pode-se observar que imediatamente após a elevação do aterro as poropressões também se elevaram, entretanto a drenagem propiciada pelos drenos verticais também já começa a dissipar esses excessos gerados, mostrando a simultaneidade dos processos drenados e não drenados. As poropressões máximas alcançadas foram da ordem de 50% da carga exercida pelo aterro. Pode-se observar que no início do segundo carregamento houve uma elevação brusca das poropressões, mas que devido ao lento carregamento não prosseguiu em crescimento e caíram para valores baixos, menores que 10% da tensão vertical efetiva aplicada pelo aterro. Essa relação entre poropressão gerada e tensão aplicada pelo aterro indica estabilidade e confirma as análises anteriores. Os piezômetros de Casagrande apresentaram valores inconsistentes e suas medidas foram interrompidas durante a construção.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho e também são dadas sugestões de novos temas relacionados ao trabalho a serem estudados futuramente. As conclusões de cada seção estudada são feitas em ordem, como foram apresentadas no trabalho.

5.1 CONCLUSÕES

As investigações geotécnicas localizadas próximas à seção estudada no **km 5+300** evidenciaram uma camada de argila mole que variava de 4 a 8,5 m de profundidade. Com base nessas sondagens se atribuiu parâmetros de resistência e adensamento que foram utilizados nas análises posteriores. Observou-se nessa seção uma heterogeneidade nas propriedades do material tanto longitudinal quanto transversalmente ao eixo da rodovia, fato este evidenciado pelas sondagens e pela instrumentação, que indicaram diferentes espessuras e lentes de areia na camada mole. A avaliação dos recalques esperados em relação aos observados mostrou que os parâmetros atribuídos foram representativos do comportamento real do material, e a diferença observada se dá devido a heterogeneidade e ao fato de se procurar ser conservador na adoção de parâmetros para essas argilas. A análise de ruptura por equilíbrio limite mostrou que uma potencial superfície de ruptura estaria passando a cerca de 7 m de profundidade, compatível com as curvas de distorção do inclinômetro SI 2, localizado no lado esquerdo do aterro, próximo a placa PR 2, local onde a espessura de solo mole era em torno 8,5 m. Os fatores de segurança calculados mostraram que, durante o segundo carregamento e início do segundo adensamento, existia segurança mas com fator de segurança baixo, FS ~ 1,3. Os ensaios de palheta, executados durante esta etapa construtiva mostraram que de fato existiam pontos com resistências baixas, compatíveis com as estimadas, porém, já havia pontos com resistências maiores e com tendência de crescimento, indicando estabilidade. A avaliação da instrumentação de campo também evidenciou esse fato mostrando relações entre deslocamento vertical e horizontal intermediários entre a franca estabilidade e iminência de ruptura, para estas etapas da construção, fato este que motivou o descarregamento da sobrecarga por precaução. Durante o primeiro carregamento e adensamento, os aterros estavam francamente estáveis com pequenas velocidades de distorção

movimentações laterais dentro da zona estável. Após o final da construção, o ganho de resistência da camada mole fez com que os fatores de segurança quanto à ruptura se tornassem maiores que 1,5, indicando estabilidade. As baixas velocidades de distorção observadas se dão ao fato de o carregamento ter sido lento e com interrupções intermediárias, facilitando a dissipação das poropressões e os efeitos não drenados. De maneira geral, esta seção esteve estável e observou-se a compatibilidade entre as diferentes análises feitas por diferentes técnicas, confirmando as expectativas e informações da obra, que eram de estabilidade.

Na seção localizada no **km 10+700**, as investigações de campo e laboratório mostram alguma heterogeneidade e presença de material orgânico nas amostras coletadas. Apesar disso, devido ao pequeno pré-adensamento da camada mole, os parâmetros de resistência e compressibilidade foram parecidos com os da seção anterior. A avaliação dos recalques mostrou que durante o primeiro carregamento e adensamento as movimentações foram pequenas pois a tensão aplicada estava muito próxima da tensão de pré-adensamento. As magnitudes de recalque calculadas e observadas foram similares, mostrando que os parâmetros foram representativos do comportamento real da obra. Verificou-se uma diferença nos valores finais de recalque que pode estar associado à heterogeneidade do material de fundação do aterro e também ao fato de se buscar ser conservador na determinação desses parâmetros. As análises de ruptura por equilíbrio limite mostraram que uma potencial superfície de ruptura estaria passando a uma profundidade 5 m, compatível com as distorções no inclinômetro SI 2. Ainda observou-se que os fatores de segurança foram sempre altos, maiores que 1,6, evidenciando franca estabilidade e concordando com as análises da instrumentação, que mostraram deslocamentos verticais sempre bem maiores que os deslocamentos horizontais. As velocidades de distorção foram sempre muito inferiores a 0,5 %/dia, indicando franca estabilidade. Valores assim baixos podem estar associados ao lento carregamento e as interrupções intermediárias que ocorreram durante a obra. A avaliação do piezômetro de cordas vibrantes mostrou que as poropressões geradas foram sempre inferiores a 50% da carga aplicada pelo aterro, o que mostra a eficiência da drenagem para este tipo de carregamento. Apesar de algum crescimento nas pressões neutras, a dissipação dessas pressões foi rápida e estabilizou em valores próximos à zero ao final do segundo carregamento e início do segundo adensamento. Esta seção mostrou-se francamente estável em todas as análises e etapas de construção, fato evidenciado por todas as diferentes técnicas aplicadas e concordando com as informações da obra que foram de estabilidade constante.

5.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para pesquisas futuras, indica-se:

- a) modelagem das seções em elementos finitos para avaliação da compatibilidade dos deslocamentos observados e calculados assim como verificar a qualidade das técnicas de análise utilizadas.
- b) estudo da aplicabilidade das técnicas de análise em aterros reforçados com geogrelhas e colunas granulares

REFERÊNCIAS

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

ALMEIDA, M. de S. S. de; OLIVEIRA, J. R. M. S.; SPOTTI, A. P. Previsão e desempenho de aterros sobre solos moles: estabilidade, recalques e análises numéricas. IN: [ENCONTRO TÉCNICO PREVISÃO DE DESEMPENHO x COMPORTAMENTO REAL], [2000], [São Paulo]. **Anais...** [São Paulo]: [ABMS/SRSP], [2000], p. 69-94.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**: solo – ensaios de adensamento unidimensional – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 10905**: solo – ensaios de palheta *in situ* – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1990.

_____. **NBR 12069**: solo – ensaios de penetração de cone *in situ* (CPT) – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 6484**: solo – sondagens de simples reconhecimentos com SPT – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

BRUGGER, P. J. **Análise de deformações em aterros sobre solos moles**. 1996. 255 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

COUTINHO, R. Q. **Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos-argilas moles da barragem de Juturnaíba**. 1986. 634 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1986.

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

DIENSTMANN, G. **Projeto interativo dos molhes da barra do Rio Grande – RS**. 2011. 175 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

[ECOPLAN ENGENHARIA; MAGNA ENGENHARIA LTDA.]. **Estudo de viabilidade técnico-econômica e ambiental e projeto executivo de engenharia para implantação de rodovia federal: BR-448/RS – projeto executivo – volume anexo 3B.1 – estudos geotécnicos – tomo I**. [Porto Alegre]: Ministério dos Transportes, 2011a.

_____. **Estudo de viabilidade técnico-econômica e ambiental e projeto executivo de engenharia para implantação de rodovia federal: BR-448/RS – projeto executivo – volume anexo 3B.1 – estudos geotécnicos – tomo II**. [Porto Alegre]: Ministério dos Transportes, 2011b.

_____. **Estudo de viabilidade técnico-econômica e ambiental e projeto executivo de engenharia para implantação de rodovia federal: BR-448/RS – projeto executivo – volume anexo 3B.2 – estudos geotécnicos – tomo II.** [Porto Alegre]: Ministério dos Transportes, 2011c.

GEEKON INCORPORATED. **Vibrating Wire Settlement Systems.** Lebanon, USA: Geokon, 2011.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the piezocone in clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1st, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. p. 777-783.

HUTCHINSON, J. N.; JOHNSTON, I. W. [Discussion]. In: [SYMPOSIUM FIELD INSTRUMENTATION IN GEOTECHNICAL ENGINEERING], [1973], [London]. **Proceedings...** [London]: [ICE], [1973]. p. 700-702.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11th, 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. p. 57-153.

LADD, C. C. Stability evaluation during staged construction. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S. l.], v. 117, n. 4, p. 537-615, Apr. 1991.

LOGANATHAN, N.; BALASUBRAMANIAM, A. S.; BERGADO, D. T. Deformation analysis of embankments. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S. l.], v. 119, n. 8, p. 1185-1206, Aug. 1993.

MARCHE, R.; CHAPUIS, R. Contrôle de la stabilité des remblais par la mesure des déplacements horizontaux. **Canadian Geotechnical Journal**, [S. l.], v. 11, p. 182-201, oct. 1974.

MASSAD, F. **Obras de Terra: curso básico de geotecnia.** São Paulo: Oficina dos Textos, 2003.

MATSUO, M.; KAWAMURA, K. Diagram for construction control of embankment on soft ground. **Soils and Foundations**, [S. l.], v. 17, n. 3, p. 25-35, Sept. 1977.

OLIVEIRA, H. M. de. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura.** 2006. 495 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro.** 1980. 715 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

_____. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** 2. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1995.

PASSINI, L. de B. **Instrumentação Geotécnica de Seção Teste em Obra Industrial Sobre Solos Moles**. 2008. 173 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RABASSA, C. M. **Monitoramento geotécnico da obra de ampliação dos molhes do Rio Grande, Brasil**. 2010. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SANDRONI, S. S.; CONSOLI, N. C. Sobre a prática da engenharia geotécnica com dois solos difíceis: os extremamente moles e os expansivos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 15., 2010, Gramado. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2010. p. 97-186

SANDRONI, S. S.; LACERDA, W. A.; BRANDT, J. R. T. Método dos volumes para controle de campo da estabilidade de aterros sobre argilas moles. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 27, n. 1, p. 25-35, abr. 2004.

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

SOARES, J. M. D. **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da grande Porto Alegre**. 1997. 300 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.