

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

**Luís Felipe Führ**

**PROJETO GEOTÉCNICO DE UM ATERRO RODOVIÁRIO  
SOBRE SOLOS MOLES NA REGIÃO METROPOLITANA DE  
PORTO ALEGRE**

Porto Alegre  
dezembro 2017

**LUÍS FELIPE FÜHR**

**PROJETO GEOTÉCNICO DE UM ATERRO RODOVIÁRIO  
SOBRE SOLOS MOLES NA REGIÃO METROPOLITANA DE  
PORTO ALEGRE**

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: Prof. Dr. Lucas Festugato**  
**Coorientador: Prof. Dr. Sérgio Filipe Veloso Marques**

Porto Alegre  
dezembro 2017

**LUÍS FELIPE FÜHR**

**PROJETO GEOTÉCNICO DE UM ATERRO RODOVIÁRIO  
SOBRE SOLOS MOLES NA REGIÃO METROPOLITANA DE  
PORTO ALEGRE**

Este 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, dezembro de 2017

Prof. Lucas Festugato  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS  
Orientador

Prof. Sérgio Filipe Veloso Marques  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS  
Coorientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Lucas Festugato**  
**(UFRGS)**  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

**Prof. Sérgio Filipe Veloso Marques**  
**(UFRGS)**  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

**Prof. Nilo Cesar Consoli**  
**(UFRGS)**  
PhD. pela Concordia University, Canadá

**Marina Bellaver Corte**  
**(UFRGS)**  
MSc. pelo PPGEC/UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, Eaton e Lisete, que possibilitaram e incentivaram a realização deste que sempre foi meu sonho.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço em primeiro lugar a meus pais, Eaton e Lisete, por terem possibilitado a minha entrada neste curso, com o incessante e incondicional apoio durante toda a realização do mesmo.

Agradeço ao professor Dr. Lucas Festugato pela confiança transmitida ao aceitar orientar este trabalho, dedicando tempo e compartilhando conhecimento durante todas as etapas do desenvolvimento deste.

Agradeço aos colegas de trabalho na Azambuja Engenharia e Geotecnia, em especial ao engenheiro Alexandre pelo apoio na realização deste projeto e também no meu crescimento como profissional, ao engenheiro Rafael pelas inúmeras conversas a respeito da nossa profissão e ao amigo Julio pelas risadas propiciadas, as quais sem dúvidas me ajudaram a vencer esta etapa com muito mais tranquilidade e bom humor.

Agradeço a minha namorada Kivia pelo suporte oferecido desde o nosso primeiro dia e, principalmente, por saber compreender os meus períodos de ausência para a realização desta graduação.

Agradeço ao meu irmão Matheus pela amizade que comigo divide, sempre foi uma das minhas maiores motivações para jamais desistir dos meus sonhos.

Agradeço a UFRGS e ao povo brasileiro por terem me proporcionado a realização deste curso de extrema excelência e de forma gratuita, irei retribuir com a prática correta e sempre justa da profissão de engenheiro civil.

A verdadeira medida de um homem não se vê na forma  
como se comporta em momentos de conforto e  
conveniência, mas em como se mantém em tempos de  
controvérsia e desafio.

*Martin Luther King Jr.*

## RESUMO

Este trabalho versa sobre o desenvolvimento do projeto geotécnico de um aterro rodoviário sobre solos moles, desde a avaliação dos ensaios até a concepção da solução de estabilização. A obra estudada é de origem fictícia, tratando-se de uma alça de acesso na rodovia BR-290/RS, a qual possibilitaria uma entrada adicional ao município de Gravataí/RS para os veículos que trafegam no sentido Porto Alegre-Osório pela rodovia. O estudo inicia com uma revisão extensa da literatura acerca dos conceitos que respaldam um projeto de aterro sobre solos moles. Foi discorrido a respeito da teoria de adensamento de Terzaghi, sobre a determinação de parâmetros que possibilitem os cálculos de adensamento, a drenagem radial provocada pelos geodrenos, a resistência ao cisalhamento não drenada dos solos de fundação do aterro e o modelo de deformações Cam-Clay. A título de pesquisa bibliográfica, também se fez o levantamento dos diferentes ensaios de campo e de laboratório executados no projeto, com a discretização das suas principais características e dos métodos para determinação dos parâmetros geotécnicos de interesse. Os ensaios estudados foram a sondagem à percussão, o piezocone, a palheta, o adensamento oedométrico e o triaxial. A revisão bibliográfica é finalizada com a compilação das principais características e análises necessárias para a execução de um aterro sobre solos moles, de acordo com a norma vigente PRO-381/1998 para obras de nível rodoviário e literatura específica sobre o assunto. O projeto do aterro se iniciou com a estimativa das magnitudes e tempo dos recalques ocasionados pelo processo de adensamento dos solos de fundação. Estas análises foram realizadas com o uso de formulações analíticas, provenientes da mecânica dos solos, e também com o uso do software *Sigma/W* que possibilitou a análise das deformações pelo método dos elementos finitos. Aplicaram-se as técnicas de sobrecarga temporária e geodrenos verticais para a aceleração do processo de adensamento dos solos de fundação. Foram também realizadas análises de estabilidade para as seções transversais do aterro, auxiliadas pelo software *Slope/W*, sendo necessária a aplicação de soluções geotécnicas para a obtenção do fator de segurança mínimo exigido, como a instalação de geogrelhas de reforço e bermas de equilíbrio. Ao final das análises de adensamento e estabilidade, foi feita comparação entre os métodos analíticos e de elementos finitos para as estimativas de magnitude e tempo dos adensamentos ocorridos na fundação do aterro. Concluiu-se que os valores obtidos pelos dois métodos para as quatro seções transversais estudadas se comportaram de forma similar, sem diferenças importantes, o que conduziu o estudo a um resultado considerado satisfatório.

Palavras-chave: Aterro Sobre Solos Moles; Método dos Elementos Finitos;

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama de pesquisa.....	23
Figura 2 - Analogia hidromecânica para compartilhamento de carga e consolidação.....	26
Figura 3 - Variação da porcentagem média de adensamento vertical com o fator tempo.	30
Figura 4 - Determinação de $c_v$ pelo método de Casagrande.....	31
Figura 5 - Determinação de $c_v$ pelo método de Taylor.....	33
Figura 6 - Evolução dos recalques de um aterro sobre solos moles com o tempo: sem e com drenos.....	34
Figura 7 - Dados geométricos de drenos verticais: a) malha quadrada; b) malha triangular.....	35
Figura 8 - Parâmetros geométricos de drenos: a) área de influência do dreno e detalhe da célula unitária; b) detalhe da seção equivalente de um geodreno.....	37
Figura 9 - Curvas de tensão-deformação segundo modelos elastoplásticos.....	40
Figura 10 - Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem e (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	44
Figura 11 - Nomenclaturas e partições do piezocone.....	45
Figura 12 - Equipamento para ensaio de palheta <i>in situ</i> .....	48
Figura 13 - Detalhe do equipamento de ensaio de adensamento oedométrico.....	51
Figura 14 - Gráfico de resultados de um ensaio oedométrico.....	52
Figura 15 - Detalhes do equipamento de ensaio triaxial.....	54
Figura 16 - Interpretação dos parâmetros $c'$ e $\phi'$ usando invariantes de tensão.....	55
Figura 17 - Diferentes técnicas de execução de aterros sobre solos moles.....	56
Figura 18 - Modos de ruptura do aterro ou fundação.....	58
Figura 19 - Modelo de ruptura. (a) elemento na interface entre duas fatias e (b) tensões efetivas atuando no elemento.....	59
Figura 20 - Detalhe da geogrelha aplicada em camada de solo.....	60
Figura 21 - Elementos finitos 2D típicos.....	64
Figura 22 – Mapa de localização da obra em estudo.....	66
Figura 23 – Planta baixa da interseção tipo diamante a ser estabilizada.....	68
Figura 24 – Posição dos furos de sondagens executados no terreno em estudo.....	69
Figura 25 – Determinação do fator de redução $\mu$ , conforme Bjerrum.....	75
Figura 26 – Perfil de resistência $S_u$ em função da profundidade para a sondagem 02.....	77
Figura 27 – Perfil de resistência $S_u$ em função da profundidade para a sondagem 04.....	78
Figura 28 – Parâmetro $c_{v90}$ em função da tensão para a amostra S17770.....	80
Figura 29 – Parâmetro $k_{v90}$ em função da tensão para a amostra S17770.....	80



Figura 30 – Parâmetro $t_{90}$ em função da tensão para a amostra S17770.....	81
Figura 31 – Parâmetro $c_{v90}$ em função da tensão para a amostra S17768 com ajuste de curva.....	81
Figura 32 – Parâmetro $k_{v90}$ em função da tensão para a amostra S17768 com ajuste de curva.....	82
Figura 33 – Parâmetro $t_{90}$ em função da tensão para a amostra S17768 com ajuste de curva.....	82
Figura 34 – Posição das seções tipo selecionadas para o projeto geotécnico.....	89
Figura 35 – Seção 0+300,00, seção tipo para o furo de sondagem 01.....	90
Figura 36 – Seção 0+340,00, seção tipo para o furo de sondagem 02.....	90
Figura 37 – Seção 0+033,40, seção tipo para o furo de sondagem 03.....	91
Figura 38 – Seção 0+060,00, seção tipo para o furo de sondagem 04.....	91
Figura 39 – Coeficientes $\mu_0$ e $\mu_1$ para deslocamentos verticais.....	93
Figura 40 – Modelo de deslocamentos em elementos finitos, seção 0+300,00.....	94
Figura 41 – Distribuição dos geodrenos em planta baixa.....	23
Figura 42 – Distribuição de deslocamentos verticais pelo método dos elementos finitos, seção 0+340,00.....	99
Figura 43 – Curva de adensamento pelo método de elementos finitos, seção 0+340,00..	100
Figura 44 - Distribuição de deslocamentos verticais pelo método dos elementos finitos, seção 0+033,40.....	103
Figura 45 - Curva de adensamento pelo método de elementos finitos, seção 0+033,40...	103
Figura 46 - Distribuição de deslocamentos verticais pelo método dos elementos finitos, seção 0+060,00.....	106
Figura 47 - Curva de adensamento pelo método de elementos finitos, seção 0+060,00...	106
Figura 48 – Comparativo da magnitude de adensamentos para as seções em estudo.....	107
Figura 49 – Comparativo dos tempos para os adensamentos das seções em estudo.....	108
Figura 50 – Análise translacional para a seção 0+300,00.....	111
Figura 51 – Análise rotacional para a seção 0+300,00.....	111
Figura 52 – Análise translacional para a seção 0+340,00.....	112
Figura 53 – Análise rotacional para a seção 0+340,00.....	113
Figura 54 – Análise translacional para a seção 0+033,40.....	114
Figura 55 – Análise rotacional no sentido BR-290/RS para a seção 0+033,40.....	115
Figura 56 – Análise rotacional no sentido Rio Gravataí para a seção 0+033,40.....	115
Figura 57 – Análise translacional para a seção 0+060,00.....	116
Figura 58 – Análise rotacional para a seção 0+060,00.....	117
Figura 59 – Deformações impostas na geogrelha, seção de análise 0+060,00.....	118

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Identificação das amostras de solo coletadas em campo.....	71
Tabela 2 – Tabela resumo dos parâmetros geotécnicos obtidos no ensaio de caracterização.....	71
Tabela 3 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais.....	73
Tabela 4 – Resultados do ensaio de palheta e valores de $N_{kt}$ .....	75
Tabela 5 – Análise de qualidade das amostras para o ensaio oedométrico.....	79
Tabela 6 – Resultados obtidos a partir dos dados do ensaio de dissipação para o furo de sondagem 02.....	84
Tabela 7 – Resultados obtidos a partir dos dados do ensaio de dissipação para o furo de sondagem 04.....	84
Tabela 8 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para o furo de sondagem 01.....	85
Tabela 9 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para o furo de sondagem 02.....	85
Tabela 10 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para o furo de sondagem 03.....	86
Tabela 11 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para o furo de sondagem 04.....	86
Tabela 12 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para os materiais complementares.....	86
Tabela 13 – Magnitude dos recalques pelo modelo analítico, seção 0+300,00.....	94
Tabela 14 – Resultados do cálculo analítico para o adensamento da seção 0+340,00.....	97
Tabela 15 – Resultado da transformação em deformações planas para os parâmetros do perfil de sondagem 02.....	99
Tabela 16 – Resultados do cálculo em elementos finitos para o adensamento da seção 0+340,00.....	101
Tabela 17 - Resultados do cálculo analítico para o adensamento da seção 0+033,40.....	102
Tabela 18 - Resultado da transformação em deformações planas para os parâmetros do perfil de sondagem 03.....	102
Tabela 19 - Resultados do cálculo em elementos finitos para o adensamento da seção 0+340,00.....	104
Tabela 20 - Resultados do cálculo analítico para o adensamento da seção 0+060,00.....	104
Tabela 21 - Resultado da transformação em deformações planas para os parâmetros do perfil de sondagem 04.....	105
Tabela 22 - Resultados do cálculo em elementos finitos para o adensamento da seção 0+060,00.....	107
Tabela 23 - Faixa de valores de fatores de redução para reforços.....	119
Tabela 24 – Valores selecionados para os fatores de redução de resistência da geogrelha.....	119
Tabela 25 – Resumo dos reforços aplicados na estrutura de aterro.....	119

## **LISTA DE SIGLAS**

CD – Consolidated Drained

CP – Corpo de Prova

CPT – Cone Penetration Test

CU – Consolidated Undrained

NBR – Norma Brasileira

OCR – Over Consolidation Ratio

SPT – Standard Penetration Test

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UU – Unconsolidated Undrained

## LISTA DE SÍMBOLOS

B – Menor dimensão, sendo uma área retangular (m)

C<sub>c</sub> – Índice de compressão do solo

C<sub>s</sub> – Índice de recompressão do solo

C<sub>i</sub> – Coeficiente de interação da geogrelha com o solo

D – Diâmetro da palheta (m)

D<sub>10</sub> – Diâmetro correspondente a 10% em peso de todas as partículas menores que ele (mm)

D<sub>30</sub> – Diâmetro correspondente a 30% em peso de todas as partículas menores que ele (mm)

D<sub>50</sub> – Diâmetro correspondente a 50% em peso de todas as partículas menores que ele (mm)

D<sub>60</sub> – Diâmetro correspondente a 60% em peso de todas as partículas menores que ele (mm)

E – Módulo de elasticidade longitudinal do material (MPa)

FR<sub>DB</sub> – Fator de redução da resistência da geogrelha devido a degradação biológica

FR<sub>DQ</sub> – Fator de redução da resistência da geogrelha devido a degradação química

FR<sub>F</sub> – Fator de redução da resistência da geogrelha devido à fluência

FR<sub>I</sub> – Fator de redução da resistência da geogrelha devido a danos mecânicos

G – Módulo de cisalhamento do solo (kPa)

H<sub>d</sub> – Distância de percolação da água

I<sub>p</sub> ou IP – Índice de plasticidade do solo (%)

I<sub>r</sub> – Índice de Rigidez do solo

M – Torque máximo medido no ensaio de palheta (kN.m)

N<sub>kt</sub> – Fator de capacidade de carga no ensaio de piezocone

$N_{SPT}$  – Número de golpes da sondagem à percussão

$N_{SPT,60}$  – Número de golpes da sondagem à percussão, corrigido para o nível de energia aplicada

$P_{aat}$  – Empuxo lateral no aterro (N)

$P_{ref}$  – Força cisalhante no solo de fundação (N)

$R$  – Raio do piezocone (m)

$S_u$  – Resistência ao cisalhamento não drenada do solo (kPa)

$T^*$  - Fator tempo, função da dissipação e posição do filtro no ensaio de piezocone

$T_{adm}$  – Resistência à tração admissível pela geogrelha (N)

$T_{anc}$  – Resistência de ancoragem na geogrelha (N)

$T_{lim}$  – Máximo esforço de tração que pode ser mobilizado pela geogrelha no solo (N)

$T_r$  – Resistência à tração nominal da geogrelha (N)

$T_h$  – Fator tempo para drenagem horizontal

$T_v$  – Fator tempo

$U_v$  – Grau de adensamento do solo

$W_{nat}$  – Teor de umidade natural (%)

$W_L$  – Limite de liquidez do solo (%)

$W_P$  – Limite de plasticidade do solo (%)

$a$  – Relação entre áreas do cone

$a_v$  – Módulo de compressibilidade vertical do solo

$c$  – Coesão do solo (kPa)

$c_h$  – Coeficiente de adensamento horizontal do solo ( $m^2/s$ )

$c_v$  – Coeficiente de adensamento vertical do solo ( $m^2/s$ )

$c_{v\text{campo}}$  – Coeficiente de adensamento do solo real de campo ( $m^2/s$ )

$c_{v\text{piez}}$  – Coeficiente de adensamento do solo medido em ensaios de campo ( $m^2/s$ )

$c_{v\text{lab}}$  – Coeficiente de adensamento do solo medido em laboratório ( $m^2/s$ )

$d_e$  – Diâmetro de influência de um dreno (m)

$d_w$  – Diâmetro equivalente de um dreno (m)

$e$  – Índice de vazios do solo

$e_{v0}$  – Índice de vazios inicial do solo

$f_s$  – Parcela de atrito da luva no ensaio de piezocone (kPa)

$h_{at}$  – Altura de aterro acima do reforço

$k$  – Coeficiente de permeabilidade do solo (m/s)

$k_h$  – Coeficiente de permeabilidade horizontal do solo (m/s)

$k'_h$  – Coeficiente de permeabilidade horizontal do solo em região amolgada (m/s)

$k_v$  – Coeficiente de permeabilidade vertical do solo (m/s)

$m_v$  – Coeficiente de compressibilidade volumétrica

$q$  – Pressão uniforme na superfície de uma massa de solo semi-infinita (kPa)

$q_c$  – Parcela de resistência de ponta no ensaio de piezocone (kPa)

$q_t$  – Resistência de ponta corrigida no ensaio de piezocone (kPa)

$s$  – Deslocamento vertical (m)

$t$  – Tempo (s)

$t_{50}$  – Tempo em que ocorrem 50% dos recalques no solo (s)

$t_{90}$  – Tempo em que ocorrem 90% dos recalques no solo (s)

$u$  – Pressão neutra do solo (kPa)

$u_1$  – Poropressão medida no cone, no ensaio de piezocone (kPa)

$u_2$  – Poropressão medida na base do cone, no ensaio de piezocone (kPa)

$u_3$  – Poropressão medida acima da luva, no ensaio de piezocone (kPa)

$z$  – Profundidade (m)

$\alpha$  – Coeficiente de correção para o ensaio de palheta

$\gamma$  – Peso específico

$\gamma_n$  – Peso específico natural ( $\text{g/cm}^3$ )

$\gamma_d$  – Peso específico seco ( $\text{g/cm}^3$ )

$\varepsilon_s^p$  – Deformação cisalhante na fase plástica do solo

$\varepsilon_v^p$  – Deformação volumétrica na fase plástica do solo

$\eta$  – Relação entre invariantes de tensão do solo

$\kappa$  – Inclinação da curva de recompressão do solo em função do  $\ln$  do tempo

$\lambda$  – Inclinação da curva de compressão virgem do solo em função do  $\ln$  do tempo

$\mu$  – fator de correção de Bjerrum

$\mu_0$  – coeficiente que depende da profundidade do engastamento, no cálculo de recalques

$\mu_1$  – coeficiente que depende da espessura da camada e do formato da área carregada, no cálculo de recalques

$\rho_s$  – Massa específica real dos grãos ( $\text{g/cm}^3$ )

$\sigma'$  – Tensão efetiva do solo (kPa)

$\sigma'_1$  – Maior tensão principal no solo

$\sigma'_3$  – Menor tensão principal no solo

$\sigma_{v0}$  – Estado de tensão vertical inicial do solo (kPa)

$\phi'$  - Ângulo de atrito efetivo do material

$\phi_{at}$  – Ângulo de atrito do solo

$[K_E]$  – Matriz de rigidez de um elemento finito

$\{\Delta d_E\}$  - Vetor de deslocamentos nodais de um elemento finito

$\{\Delta R_e\}$  - Vetor de forças nodais de um elemento finito



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	19
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	21
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	21
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	21
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	21
<b>2.2.2 Objetivos secundários</b> .....	21
2.3 HIPÓTESE.....	22
2.4 PRESSUPOSTO.....	22
2.5 PREMISSA.....	22
2.6 DELIMITAÇÕES.....	22
2.7 LIMITAÇÕES.....	22
2.8 DELINEAMENTO.....	22
<b>3 FUNDAMENTOS TEÓRICOS</b> .....	25
3.1 TEORIA DO ADENSAMENTO.....	25
<b>3.1.1 Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi</b> .....	27
<b>3.1.2 Determinação do coeficiente de adensamento</b> .....	30
3.1.2.1 Método do logaritmo do tempo.....	31
3.1.2.2 Método da raiz quadrada do tempo.....	32
3.2 DRENAGEM RADIAL.....	34
3.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM CONDIÇÃO NÃO DRENADA.....	38
3.4 MODELO DE DEFORMAÇÕES CAM-CLAY.....	39
3.5 INVESTIGAÇÕES DO TERRENO.....	42
<b>3.5.1 Sondagem à percussão</b> .....	43
<b>3.5.2 O ensaio de piezocone</b> .....	44
3.5.2.1 Equipamentos e metodologia de ensaio.....	45
3.5.2.2 Interpretação dos resultados.....	46
<b>3.5.3 O ensaio de palheta</b> .....	47
3.5.3.1 Equipamentos e metodologia de ensaio.....	47
3.5.3.2 Interpretação dos resultados.....	49
<b>3.5.4 O ensaio de adensamento oedométrico</b> .....	50
3.5.4.1 Equipamentos e metodologia de ensaio.....	50
3.5.4.2 Interpretação dos resultados.....	51
<b>3.5.5 O ensaio triaxial</b> .....	52

3.6 ATERRO SOBRE SOLOS MOLES.....	55
3.6.1 Classe do aterro.....	57
3.6.2 Modos de ruptura.....	57
3.6.3 Método de Morgenstern e Price.....	58
3.6.4 Resistência da geogrelha.....	60
3.6.5 Método dos elementos finitos.....	62
<b>4 PROJETO GEOTÉCNICO DO ATERRO SOBRE SOLOS MOLES.....</b>	<b>65</b>
4.1 CARACTERÍSTICAS DA OBRA EM ESTUDO.....	65
4.1.1 Da sua localização.....	65
4.1.2 Da sua justificativa.....	67
4.1.3 Dos seus aspectos geométricos.....	67
4.1.4 Da sua classificação normativa.....	68
4.2 ENSAIOS DE RECONHECIMENTO <i>IN SITU</i> .....	68
4.2.1 Sondagens à percussão (SPT).....	69
4.2.2 Ensaios de piezocone (CPTU).....	70
4.2.3 Ensaios de palheta.....	70
4.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	70
4.3.1 Caracterização dos solos.....	71
4.3.2 Ensaio de adensamento oedométrico.....	73
4.3.3 Ensaio triaxial UU.....	73
4.4 SELEÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	74
4.4.1 Calibração do fator de capacidade de carga do cone, $N_{kt}$ .....	74
4.4.2 Parâmetros geotécnicos provenientes do ensaio oedométrico.....	79
4.4.3 Parâmetros do ensaio de dissipação.....	83
4.4.4 Resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados no projeto.....	85
4.5 CAPACIDADE SUPORTE DA FUNDAÇÃO DO ATERRO.....	87
4.5.1 Quanto às análises de adensamento.....	88
4.5.1.1 Furo de sondagem 01, seção tipo 0+300,00m.....	91
4.5.1.1.1 Modelo analítico.....	92
4.5.1.1.2 Modelo numérico.....	94
4.5.1.2 Furo de sondagem 02, seção tipo 0+340,00.....	95
4.5.1.2.1 Modelo analítico.....	97
4.5.1.2.2 Modelo numérico.....	98
4.5.1.3 Furo de sondagem 03, seção tipo 0+033,40m.....	101
4.5.1.3.1 Modelo analítico.....	101

4.5.1.3.2 Modelo numérico.....	102
4.5.1.4 Furo de sondagem 04, seção tipo 0+060,00m.....	104
4.5.1.4.1 Modelo analítico.....	104
4.5.1.4.2 Modelo numérico.....	104
4.5.1.5 Discussões a respeito dos resultados.....	107
<b>4.5.2 Quanto às análises de estabilidade.....</b>	<b>109</b>
4.5.2.1 Rupturas rotacionais e translacionais.....	110
4.5.2.1.1 Furo de sondagem 01, seção 0+300,00.....	110
4.5.2.1.2 Furo de sondagem 02, seção 0+340,00.....	112
4.5.2.1.3 Furo de sondagem 03, seção 0+033,40.....	114
4.5.2.1.4 Furo de sondagem 04, seção 0+060,00.....	116
4.5.2.2 Deformabilidade do material de reforço.....	117
4.5.2.3 Fatores de redução da resistência para a geogrelha de reforço.....	118
4.5.2.4 Resumo da solução aplicada.....	119
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>120</b>
REFERÊNCIAS.....	121
ANEXO A.....	123
ANEXO B.....	128
ANEXO C.....	131
ANEXO D.....	134
ANEXO E.....	142
ANEXO F.....	151
ANEXO G.....	176



## 1 INTRODUÇÃO

Com a crescente demanda para implantação de novas rodovias que interliguem as diversas e longínquas regiões do Brasil, bem como a necessidade de ampliar a capacidade das vias existentes permitindo o fluxo de automóveis que se expande exponencialmente a cada ano, faz-se necessário a ocupação de áreas antes não habitadas, sendo comum o solo ali presente não se adequar aos requisitos de projeto.

Evitar a passagem por essas áreas com solos pouco resistentes, lançando o traçado geométrico da rodovia circundando completamente a região, raramente é a solução mais atrativa economicamente para o empreendedor, além de ocasionar dispêndios maiores aos motoristas que trafegarão ali, os quais são os maiores afetados por não estarem realizando o trajeto mais curto.

Como solos pouco resistentes, citam-se como exemplo as areias fofas e as argilas moles, esta última, objeto de estudo no presente trabalho. Esses tipos de materiais têm baixíssima capacidade de carga e são bastante suscetíveis a grandes deformações, dois fatores que não são admitidos em obras rodoviárias, onde se exige que as pistas possuam resistência ao efeito das cargas dos caminhões e que se mantenham planas, sem afundamentos, para que a experiência de tráfego seja satisfatória.

O presente trabalho consiste no projeto da solução geotécnica para um aterro rodoviário sobre solos moles, situado na região metropolitana de Porto Alegre, estado do Rio Grande do Sul. O aterro servirá de suporte para que os veículos saiam da rodovia principal e acessem, através de um viaduto que cobre a rodovia, a cidade que se encontra ao longo da sua marginal.

O aterro sobre solos moles que será estudado deve respeitar, em cota e traçado, o projeto geométrico proposto para o acesso ao viaduto. Portanto, isso faz com que o aterro atinja alturas de até 9 metros, quantia esta considerada bastante elevada para que seja diretamente lançado sobre o pouco resistente terreno natural.

Assim, deve-se lançar mão de técnicas que solucionem tanto os problemas de estabilidade quanto de recalques gerados pela carga do aterro sobre o solo mole. Para resolver estes

problemas, pode-se elencar como solução a remoção e substituição dos materiais, execução de aterros leves, aterros estaqueados, colunas granulares, tratamento químico, construção em etapas, aplicação de drenos verticais, entre outros.

As técnicas adotadas para solucionar os problemas de fundação, e que serão objetos principais de estudo deste trabalho, são a aplicação de geodrenos verticais e sobrecarga para aceleração de recalques, bem como a utilização de geogrelha e bermas de equilíbrio para solucionar os problemas de estabilidade do aterro.

Primeiramente, fez-se uma revisão dos fundamentos teóricos que sustentam as técnicas adotadas como solução, abordando a teoria do adensamento, a drenagem radial, a resistência ao cisalhamento não drenada, o modelo de deformações Cam-Clay e as diversas investigações do terreno necessárias.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

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

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa deste trabalho é: pode-se estimar a magnitude dos recalques para o aterro rodoviário em estudo e dimensionar a solução para a estabilização de sua fundação?

### **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, utilizando as teorias que descrevem o processo de adensamento de solos moles, estimar a magnitude dos recalques do aterro rodoviário em estudo, com o consequente dimensionamento da solução que resolva tanto os problemas de recalque quanto os de estabilidade do maciço.

#### **2.2.2 Objetivos secundários**

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) revisar os conceitos teóricos que envolvam os processos de adensamento de solos moles e a sua resistência à ruptura;
- b) detalhar os ensaios utilizados na prospecção do solo local e as metodologias de determinação de parâmetros geotécnicos;
- c) comparar a eficiência de cálculos analíticos e via método de elementos finitos para a estimativa da magnitude e tempo de adensamento de solos moles.

## 2.3 HIPÓTESE

A hipótese deste trabalho é de que é possível precisar a magnitude e o tempo de ocorrência dos recalques gerados no aterro rodoviário pelo adensamento das camadas de solo mole da sua fundação.

## 2.4 PRESSUPOSTO

É pressuposto desta pesquisa que os ensaios de campo e de laboratório realizados durante a fase de investigação do terreno são adequados para a determinação dos parâmetros geotécnicos de comportamento dos solos de fundação em estudo.

## 2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa realizar uma compilação de conhecimentos e práticas necessárias para o projeto de um aterro rodoviário sobre solos moles.

## 2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao projeto da solução geotécnica para uma extensão aproximada de 500m de aterro rodoviário sobre solos moles, localizado na região metropolitana de porto alegre, às margens do Rio Gravataí.

## 2.7 LIMITAÇÕES

São limitações da pesquisa a não utilização de instrumentação para o acompanhamento dos adensamentos que devem se desenvolver no local da obra.

## 2.8 DELINEAMENTO

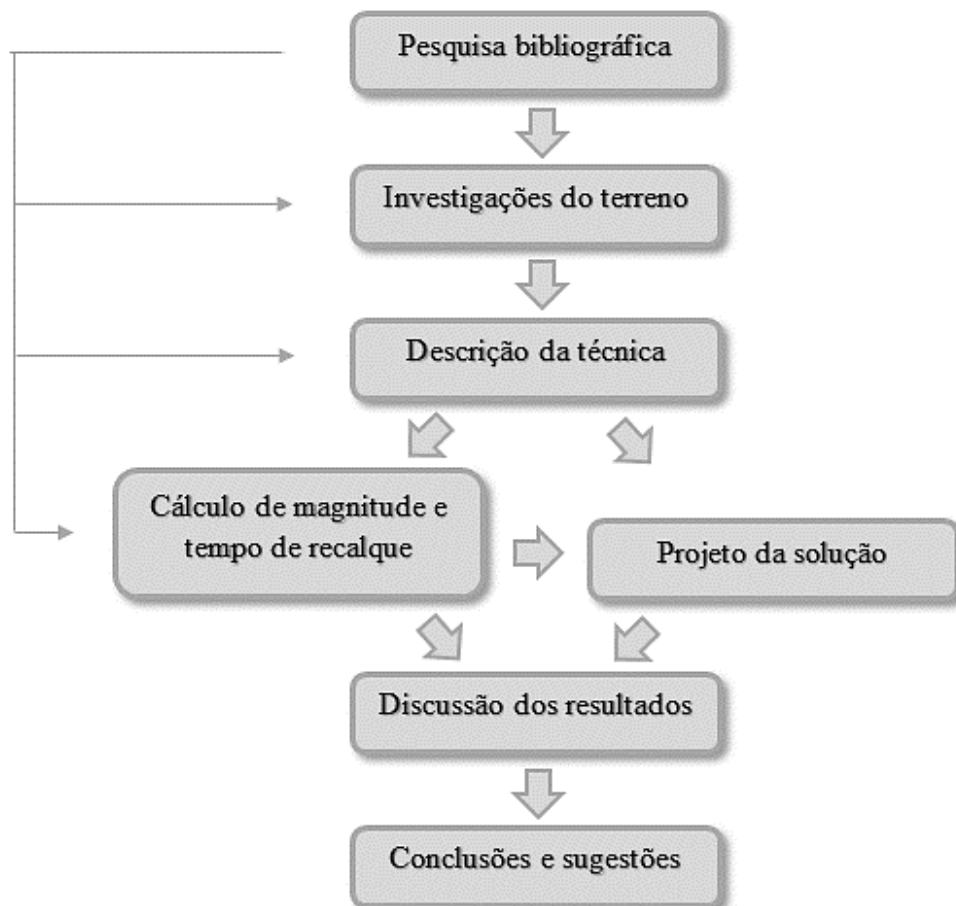
O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na Figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;



- b) descrição das investigações geotécnicas realizadas;
- c) descrição da técnica de estabilização de solos moles;
- d) cálculos da magnitude e tempo de recalque;
- e) projeto do tratamento da fundação;
- f) discussão dos resultados;
- g) conclusões e sugestões.

Figura 1 - Diagrama de pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** foi realizada de forma a levantar todos os conceitos necessários para que se desenvolva um projeto de aterro sobre solos moles. Foram abordados temas como a teoria de adensamento de Terzaghi, drenagem radial, resistência ao cisalhamento do solo, modelo de deformações Cam-Clay e os conceitos envolvidos nas diferentes técnicas de investigação do terreno.

Nas **investigações do terreno**, foi realizada pesquisa acerca das técnicas de prospecção aplicadas no local da obra e dos ensaios de laboratório executados para determinação de parâmetros geotécnicos, que foram a sondagem à percussão, o ensaio de piezocone, ensaio de palheta, ensaio de adensamento oedométrico e ensaio triaxial. Procurou-se versar sobre todos os conceitos envolvidos na execução dos ensaios e na determinação de parâmetros através de seus resultados, de forma a respaldar a escolha dos parâmetros geotécnicos posteriormente utilizados no desenvolvimento do projeto do aterro sobre solos moles.

Na etapa de **descrição da técnica**, buscou-se detalhar as recomendações normativas que tratam sobre as análises a serem realizadas quando da execução de um aterro sobre solos moles. Se fez referência às classes de aterros, aos modos de ruptura a que estes aterros estão dispostos, às resistências dos materiais que compõem a estrutura e aos métodos de cálculo que sustentam as análises de estabilidade do aterro rodoviário.

Feitas as etapas iniciais de descrição das metodologias utilizadas, realizou-se o **cálculo de magnitude e tempo de recalque** para quatro seções transversais diferentes do projeto de interseção estudado. Estas verificações de adensamento foram realizadas com o auxílio de métodos analíticos de cálculo e com software específico que possibilitou também a simulação do modelo com o método de elementos finitos. Após definir o comportamento que o aterro terá devido ao fenômeno de adensamento do seu solo de fundação, realizou-se o **projeto da solução**, que contemplou as análises de estabilidade da estrutura pelo método de equilíbrio limite, auxiliado também por software específico. Verificada a estrutura, determinou-se a solução geotécnica necessária para que se obtenha o fator de segurança mínimo exigido por norma.

Por fim, foram feitas as **discussões de resultados** e as **conclusões e sugestões**, onde se procurou versar sobre as decisões tomadas durante o projeto e os resultados obtidos nas análises de adensamento e de estabilidade. Buscou-se conclusões a respeito das duas metodologias utilizadas para avaliação do processo de adensamento, sendo os métodos analíticos e os de elementos finitos.

### 3 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Neste capítulo, serão abordadas teorias que sustentam todas as premissas necessárias para o desenvolvimento do estudo. Trata-se de conceitos e metodologias essenciais para a correta formulação das hipóteses de cálculo e interpretação de resultados obtidos em campo. Inicia-se com uma breve revisão da teoria que envolve o processo de adensamento dos solos, passando por uma descrição da drenagem radial que ocorre no interior do maciço e da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), esta última sendo fator importante na determinação da estabilidade do solo de fundação. Faz-se também uma breve descrição do método de análise de deformações Cam-Clay, bem como o detalhamento das técnicas de estabilização a serem empregadas no projeto. Por último, será feita reunião dos métodos de ensaios para reconhecimento das propriedades constituintes do solo em estudo.

#### 3.1 TEORIA DO ADENSAMENTO

O processo de adensamento dos solos compressíveis é o que torna desafiadora qualquer obra sobre este tipo de material. Sujeitar estes solos a cargas verticais elevadas, seja por aterros ou até mesmo por equipamentos de grande porte, sem dominar os efeitos que serão ocasionados no maciço, é sinônimo de problema imediato. Para entender corretamente o produto gerado pelos carregamentos em solos compressíveis, os recalques, é preciso compreender o fenômeno de adensamento, demonstrado no que segue.

De acordo com Pinto (2006, p. 205), “adensamento é o fenômeno pelo qual os recalques ocorrem com expulsão da água do interior dos vazios do solo”.

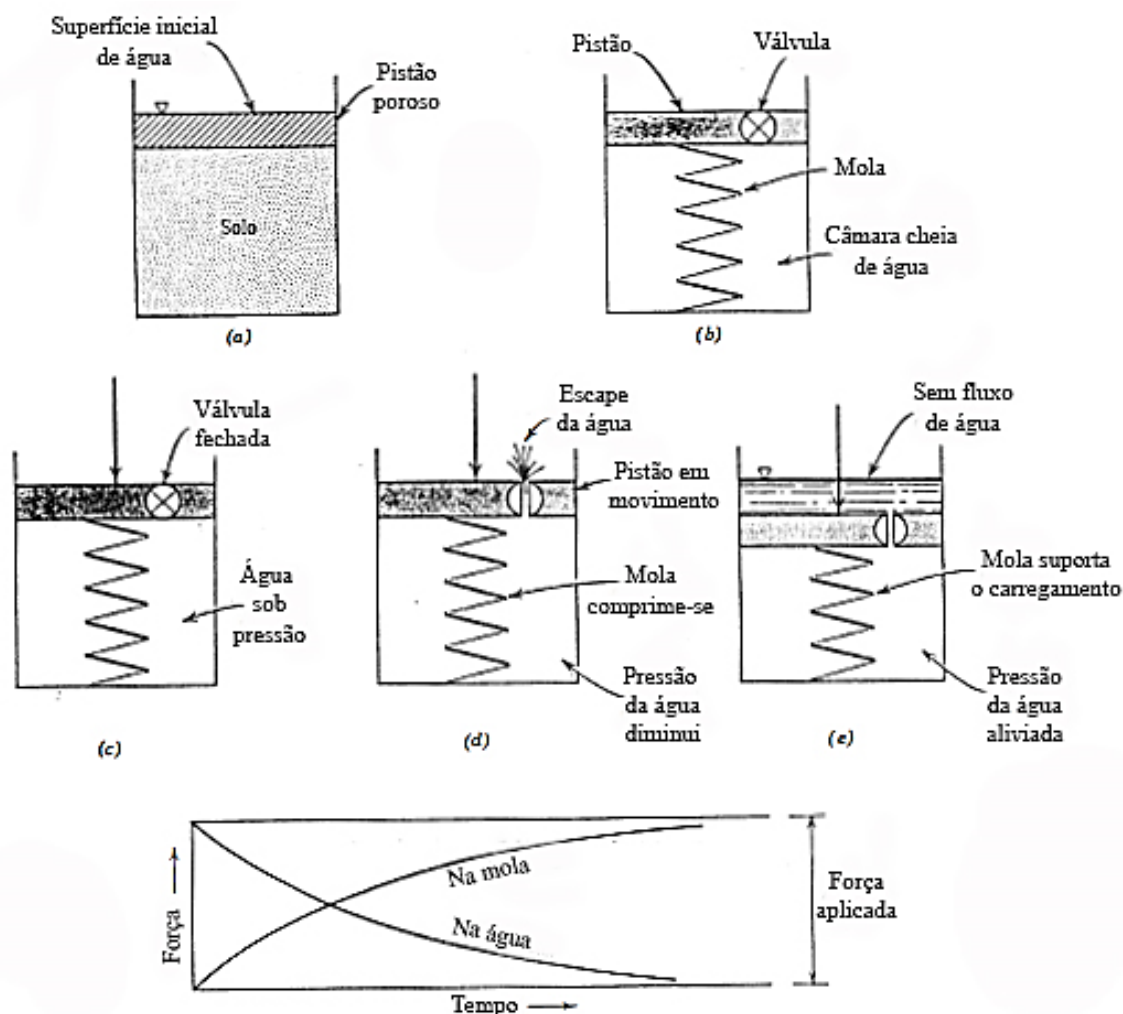
Knappett e Craig (2016, p. 64) apresentam a seguinte definição para o processo de adensamento:

Enquanto ocorre a drenagem da água nos poros, as partículas ficam livres para assumir novas posições, havendo um conseqüente aumento das forças entre elas. Em outras palavras, quando a sobrepressão da água nos poros se dissipa, a tensão vertical aumenta, acompanhada de uma redução de volume correspondente. Quando a dissipação da sobrepressão da água nos poros terminar, o incremento da tensão vertical total será suportado completamente pelo esqueleto do solo. O tempo que a drenagem leva para terminar depende da permeabilidade do solo. Naqueles em que

ela é baixa, a drenagem será lenta; nos que for alta, a drenagem será rápida. O processo inteiro é chamado de adensamento.

A Figura 2, sugerida por Lambe (1969, p. 21), apresenta um modelo da transferência de suporte dos carregamentos entre água e solo durante o adensamento.

Figura 2 - Analogia hidromecânica para compartilhamento de carga e consolidação



(fonte: LAMBE, 1969, p. 21, tradução nossa).

Seguindo a ideia também descrita por Lambe (1969, p. 21-22) para interpretar a Figura 2, tem-se em (a) um cilindro com solo saturado onde o pistão poroso permite que carregamentos sejam transmitidos ao solo e que a água ali presente consiga fluir para fora do material. A parte (b) mostra uma analogia hidromecânica para a configuração anterior, onde a mola representa a resistência à compressão do esqueleto de solo e a válvula do pistão impermeável simula a resistência ao fluxo de água através do solo. Ao aplicar carga no pistão com a válvula fechada,

todo o carregamento é suportado pela água, devido a mesma tratar-se de um fluido relativamente incompressível, como mostra a parte (c). Ao abrir a válvula, a água é forçada para fora (d), fazendo com que o carregamento outrora suportado totalmente pelo fluido seja gradualmente transferido para a mola, até que haja uma condição de equilíbrio (e) onde não haja mais fluxo através da válvula. Então, a pressão da água será somente devida a pressão hidrostática e o carregamento será totalmente suportado pela mola (esqueleto do solo).

### 3.1.1 Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi

O grau de adensamento no interior do solo pode ser determinado pelo modelo analítico desenvolvido por Terzaghi<sup>1</sup> (1943) e detalhado por Knappett e Craig (2016, p. 86), baseado nas hipóteses seguintes:

- a) o solo é homogêneo;
- b) o solo está completamente saturado;
- c) as partículas sólidas e a água são incompressíveis;
- d) a compressão e o fluxo são unidimensionais (verticais);
- e) as deformações específicas são pequenas;
- f) a lei de Darcy é válida para todos os gradientes hidráulicos;
- g) o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de compressibilidade (variação) volumétrica permanecem constantes ao longo de todo o processo;
- h) há um relacionamento peculiar, independente do tempo, entre o índice de vazios e a tensão efetiva.

Conforme apresentado por Pinto (2006, p. 207), o grau de adensamento é definido como “[...] a relação entre a deformação ocorrida num elemento, numa certa posição, caracterizada pela sua profundidade  $z$ , num determinado tempo e a deformação desse elemento quando todo o processo de adensamento tiver ocorrido”.

A equação diferencial do adensamento assume a seguinte expressão (PINTO, 2006, p. 212):

---

<sup>1</sup> TERZAGHI, K.; **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{equação 1})$$

Sendo:

$c_v$ : coeficiente de adensamento do solo;

$u$ : pressão neutra no solo;

$z$ : profundidade de análise;

$t$ : tempo.

O coeficiente de adensamento, que traduz as características do solo tais como permeabilidade, porosidade e compressibilidade, é tido como (PINTO, 2006, p. 212):

$$c_v = \frac{k(1 + e)}{a_v \gamma_w} \quad (\text{equação 2})$$

Sendo:

$k$ : coeficiente de permeabilidade do solo;

$e$ : índice de vazios do solo;

$a_v$ : coeficiente de compressibilidade do solo;

$\gamma_w$ : peso específico da água.

Têm-se ainda o fator tempo  $T_v$ , adimensional, que correlaciona os tempos de recalque às características do solo, através do  $c_v$ , e às condições de drenagem do solo, através do  $H_d$ . A definição é a que segue (PINTO, 2006, p. 212):

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (\text{equação 3})$$

Sendo:

$c_v$ : coeficiente de adensamento do solo, em  $\text{cm}^2/\text{s}$ ;

$t$ : tempo, em s;

$H_d$ : maior distância de percolação da água, em cm.

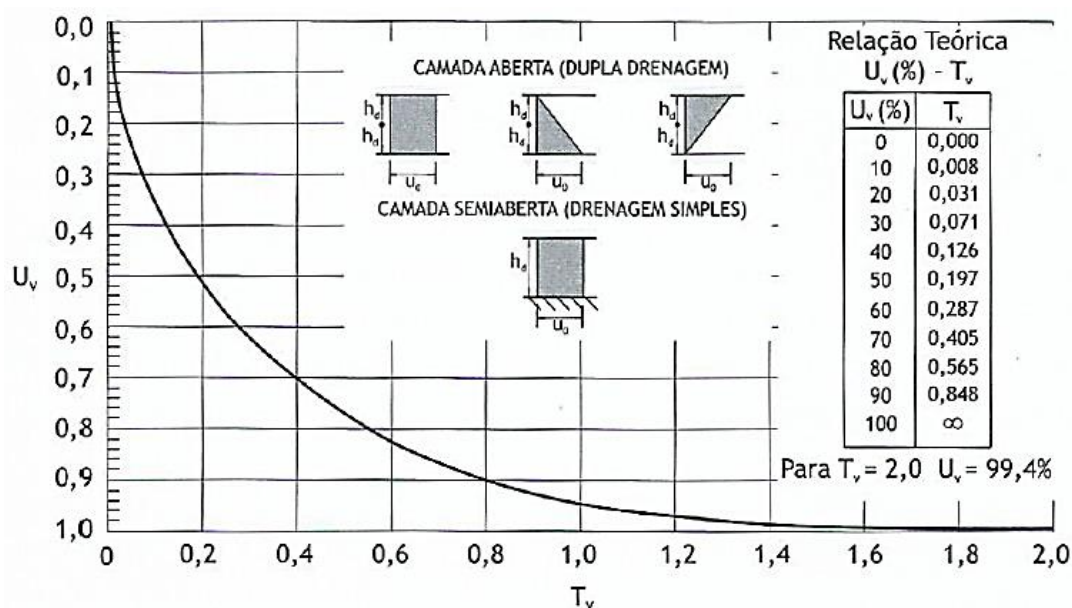
Finalmente, para chegar-se ao grau de adensamento do solo ( $U_v$ ) para determinada profundidade, lança-se mão das seguintes equações (ALMEIDA, 2014, p. 88):

$$T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2, \text{ se } 0\% < U_v \leq 52\% \quad (\text{equação 4})$$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U_v(\%)), \text{ se } U_v > 52\% \quad (\text{equação 5})$$

A Figura 3 ilustra a relação entre o fator tempo  $T_v$  e o grau de adensamento  $U_v$  para as condições de drenagem apresentadas, nota-se o grande aumento do fator tempo para elevados percentuais de grau de adensamento.

Figura 3 - Variação da porcentagem média de adensamento vertical com o fator tempo



(fonte: ALMEIDA, 2014, p. 88)

Camadas de solo onde tanto a interface superior quanto a inferior são livres para que ocorra a drenagem é descrita como camada aberta ou drenagem dupla. Já as camadas de solo para qual apenas uma borda tem drenagem livre é denominada camada semifechada, semiaberta ou também de drenagem simples ou única (KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 89).

### 3.1.2 Determinação do coeficiente de adensamento

Almeida (2014, p. 88) descreve a importância de uma boa estimativa para o valor do coeficiente de adensamento dos solos:

A escolha do valor de “ $c_v$  de projeto” é questão de grande importância para a boa estimativa da variação de recalques com o tempo. Em geral, usam-se dados de ensaios de laboratório ( $c_{vlab}$ ) e de ensaios de campo ( $c_{vproj}$ ) para essa estimativa. A retroanálise de curvas de recalque *versus* tempo de obras próximas fornece dados de  $c_{vcampo}$  também muito úteis na verificação das premissas de projeto.

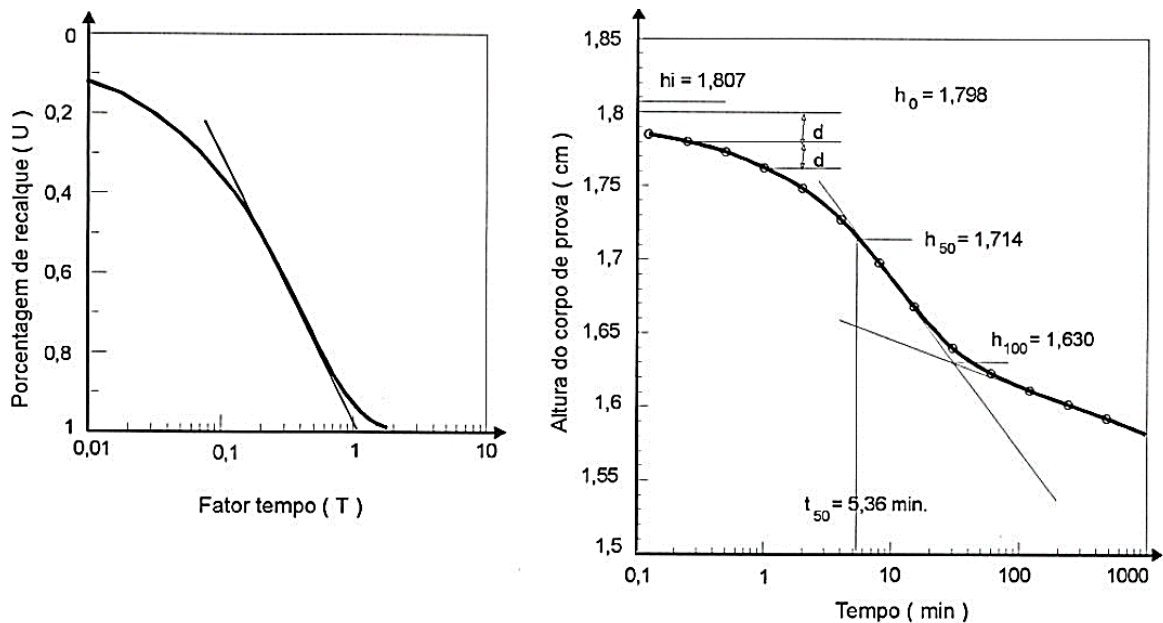
É mostrado por Knappett e Craig (2016, p. 91) que “o valor de  $c_v$  para um incremento de pressão específico no ensaio oedométrico pode ser determinado pela comparação das características da curva experimental com as da teórica, sendo esse procedimento conhecido como ajuste de curvas”. A seguir são detalhadas as principais metodologias para a determinação do coeficiente de adensamento.



### 3.1.2.1 Método do logaritmo do tempo

Este método foi desenvolvido pelo professor Arthur Casagrande, o qual baseia-se na geometria da curva de porcentagem de recalque,  $U$ , em função do fator tempo,  $T$ , plotada em escala semilogarítmica. Quando os resultados do ensaio são colocados em função do logaritmo do tempo, destacam o trecho de adensamento primário (PINTO, 2006, p. 225-226).

Figura 4 - Determinação de  $c_v$  pelo método de Casagrande



(fonte: PINTO, 2006, p. 226)

O método baseia-se, resumidamente, em (PINTO, 2006, p. 226):

- Determina-se a altura do corpo de prova correspondente ao início do adensamento primário. Como a parte inicial da curva é parabólica, pega-se a ordenada para um tempo qualquer no trecho inicial,  $t$ , verifica-se sua diferença com a ordenada para um tempo  $4t$  e soma-se a diferença à ordenada do tempo  $t$ , obtendo-se assim a ordenada correspondente ao início do adensamento primário.
- Estima-se a altura do corpo de prova correspondente ao final do adensamento primário pela ordenada da intersecção da tangente ao ponto de inflexão da curva com a assíntota ao trecho final da curva que, na escala logarítmica, é linear e corresponde ao adensamento secundário.
- Determina-se a altura do corpo de prova quando 50% do adensamento tiver ocorrido, que é a média dos dois valores obtidos anteriormente.
- Verifica-se, pela curva, o tempo em que teriam ocorrido 50% dos recalques por adensamento primário.

e) Calcula-se o coeficiente de adensamento pela fórmula:

$$c_v = \frac{0,197H_d^2}{t_{50}} \quad (\text{equação 6})$$

Sendo:

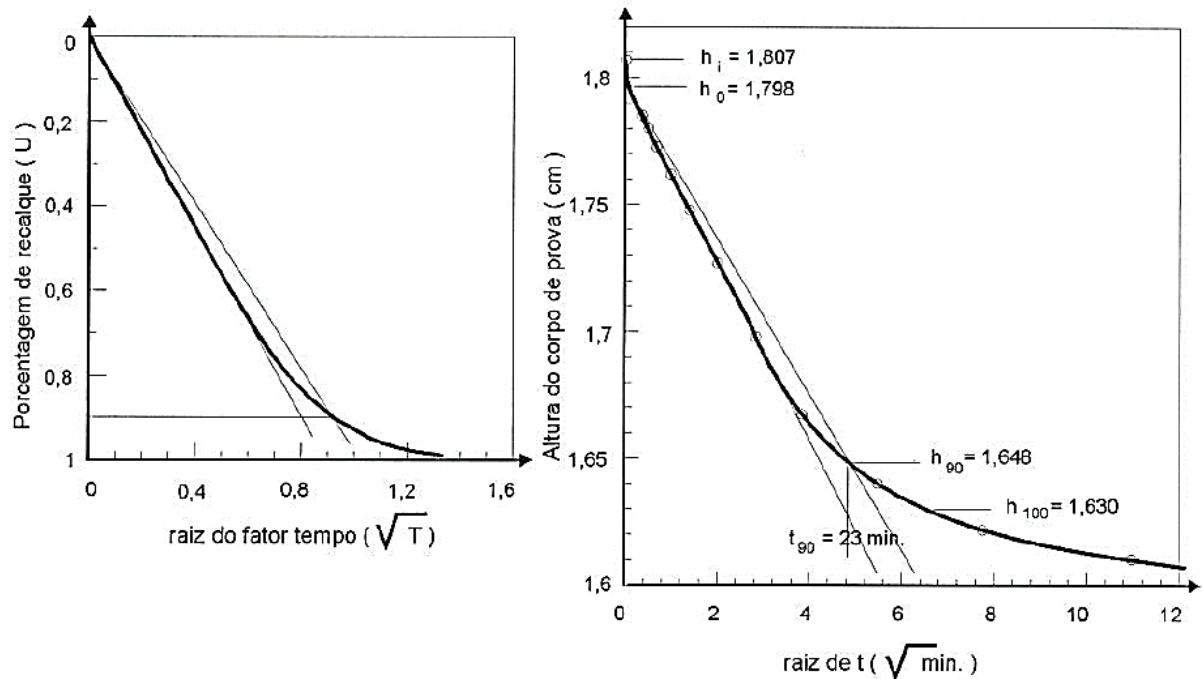
0,197: fator tempo correspondente a 50% do adensamento;

$H_d$ : metade da altura média do corpo de prova;

$t_{50}$ : tempo em que ocorreram 50% dos recalques.

### 3.1.2.2 Método da raiz quadrada do tempo

Desenvolvido por Donald Taylor, este método baseia-se no formato da curva de U em função de T, sendo a raiz quadrada do fator tempo posicionada nas abscissas. Esta representação transforma o trecho parabólico inicial da curva em uma reta. A intersecção desta reta com o eixo das ordenadas indica a altura do corpo de prova no início do adensamento. A compressão inicial é encontrada pela diferença entre este ponto e a altura do corpo de prova antes do carregamento (PINTO, 2006, p. 227).

Figura 5 - Determinação de  $c_v$  pelo método de Taylor

(fonte: PINTO, 2006, p. 227)

Ainda conforme o método, do início do adensamento primário traça-se uma reta com abscissas tendo o valor de 1,15 vezes as abscissas da reta inicial. A intersecção desta nova reta com a curva do ensaio representa o ponto em que já ocorreu 90% do adensamento. Definido este ponto, determina-se ainda o tempo em que isto ocorreu,  $t_{90}$ , podendo-se então calcular o coeficiente de adensamento pela fórmula (PINTO, 2006, p. 227):

$$c_v = \frac{0,848H_d^2}{t_{90}} \quad (\text{equação 7})$$

Sobre as conclusões a respeito da aplicabilidade dos dois métodos supracitados, Knappett e Craig (2016, p. 93) destacam que:

O método da raiz quadrada do tempo demanda leituras de compressão ao longo de um período de tempo muito mais curto em comparação com o método do logaritmo do tempo, que exige uma definição precisa da segunda parte linear da curva no interior do intervalo de compressão secundária. Por outro lado, nem sempre se obtém uma parte de linha reta no gráfico da raiz quadrada do tempo, e, em tais casos, deve-se usar o método do logaritmo do tempo.

### 3.2 DRENAGEM RADIAL

Como visto nos tópicos que antecedem a este, a permeabilidade do solo é um dos principais fatores que norteiam o processo de adensamento dos solos.

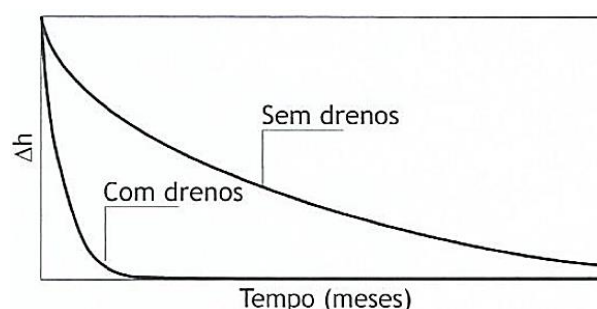
Porém, o que se percebe no real comportamento do fluxo da água no interior dos solos é uma grande diferença entre os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical, como descreve Pinto (2006, p. 119):

Geralmente, o solo não é isotrópico em relação à permeabilidade. Solos sedimentares costumam apresentar maiores coeficientes de permeabilidade na direção horizontal do que na vertical. Isso decorre do fato de as partículas tenderem a ficar com suas maiores dimensões orientadas na posição horizontal, e, principalmente, porque as diversas camadas decorrentes da sedimentação apresentam permeabilidades diferentes. O mesmo ocorre com solos compactados. Coeficientes médios de permeabilidade na direção horizontal 5, 10 ou 15 vezes maiores do que na vertical são comuns.

Portanto, a adição de drenos verticais partindo da superfície até atingirem as camadas de solo compressível é assim justificada, reduzindo o tempo que a água leva para sair do interior do maciço.

A Figura 6 correlaciona e deixa muito explícita a diferença gerada nos tempos de recalque de um aterro sobre solos moles que contenha ou não drenos verticais em sua fundação:

Figura 6 - Evolução dos recalques de um aterro sobre solos moles com o tempo: sem e com drenos



(fonte: ALMEIDA, 2014, p. 106)

Knappett e Craig (2016, p. 103) justificam ainda que:

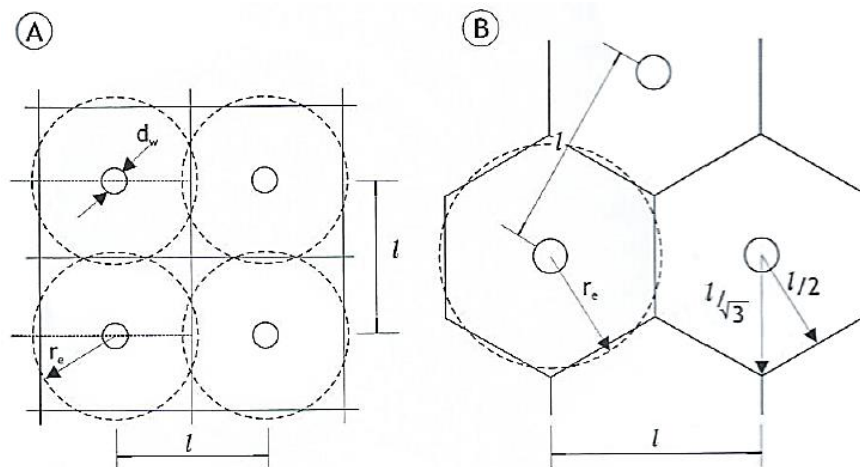
A velocidade lenta de adensamento em argilas saturadas de baixa permeabilidade pode ser acelerada por meio de drenos verticais, que encurtam o caminho (trajetória) de drenagem dentro da argila. Assim, o adensamento deve-se principalmente à drenagem horizontal radial, resultando em dissipação mais rápida do excesso de

pressão de água nos poros e, conseqüentemente, em recalque mais rápido; a drenagem vertical se torna de menor importância. Na teoria, o valor absoluto final do recalque por adensamento é o mesmo, alterando-se apenas sua velocidade.

Geralmente, a instalação dos drenos é feita em um padrão quadrado ou triangular. A consideração mais importante do projeto é o espaçamento dos drenos, visando reduzir o comprimento do caminho de drenagem. Para que seja melhorada a taxa de adensamento, o espaçamento dos drenos deve ser menor do que a espessura da camada de argila, portanto, não se justifica o uso de drenos verticais em camadas muito finas. Em vistas de um projeto eficiente, é necessário que os coeficientes de adensamento vertical e horizontal sejam conhecidos da forma mais precisa possível, em especial o coeficiente de adensamento horizontal, que ditará todo o caminhamento do projeto (KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 104).

A Figura 7 ilustra os dois tipos de distribuição para os drenos verticais, posicionados em malha quadrada ou malha triangular:

Figura 7 - Dados geométricos de drenos verticais: a) malha quadrada; b) malha triangular



(fonte: ALMEIDA, 2014, p. 111)

Tem-se então que o adensamento tridimensional, considerando que há fluxo nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  e transformando as referências para coordenadas cilíndricas devido ao formato cilíndrico dos drenos verticais, é regido pela seguinte equação (ALMEIDA, 2014, p. 108):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \quad (\text{equação 8})$$

Considera-se que há isotropia nas direções x e y, então o valor do coeficiente de adensamento horizontal é dado por (ALMEIDA, 2014, p. 107):

$$c_h = \frac{k_h(1 + e_{v0})}{a_v \gamma_w} \quad (\text{equação 9})$$

Sendo:

r: distância radial medida do centro de drenagem até o ponto considerado;

u: poropressão;

$e_{v0}$ : índice de vazios inicial para a tensão vertical efetiva inicial *in situ*;

$c_v$  e  $c_h$ : coeficientes de adensamento para drenagem vertical e horizontal, respectivamente, determinados experimentalmente;

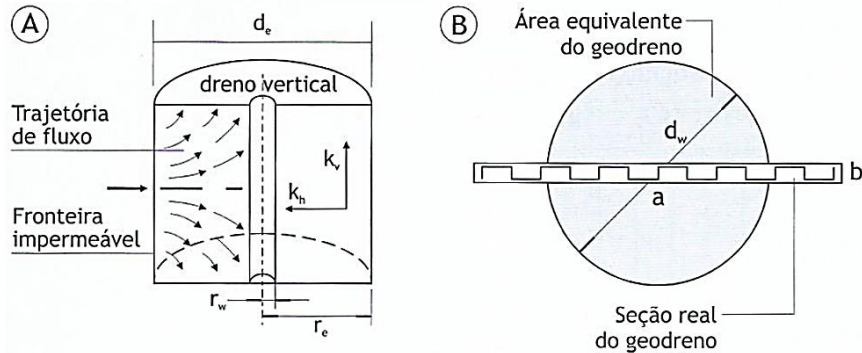
$a_v$ : módulo de compressibilidade vertical;

$k_v$  e  $k_h$ : permeabilidades vertical e horizontal, respectivamente;

$\gamma_w$ : peso específico da água.

Na Figura 8A, demonstra-se o fluxo da água em direção ao dreno vertical instalado com sua respectiva área de influência, posicionado junto à célula unitária de solo anisotrópico, que é tida como parâmetro para as deduções da teoria. Já na Figura 8B, detalha-se a seção equivalente de um geodreno do tipo dreno de faixa ou dreno de banda.

Figura 8 - Parâmetros geométricos de drenos: a) área de influência do dreno e detalhe da célula unitária; b) detalhe da seção equivalente de um geodreno



(fonte: ALMEIDA, 2014, p. 108)

No caso em que a drenagem vertical é desconsiderada na massa de solo, o estudo restringe-se à drenagem radial pura, cuja equação que define o processo foi resolvida por Barron<sup>2</sup> (1948) para um cilindro de solo com dreno cilíndrico vertical, com a condição de deformações verticais iguais, chegando no grau de adensamento médio da camada (ALMEIDA, 2014, p. 108):

$$U_h = 1 - e^{-[8T_h/F(n)]} \quad (\text{equação 10})$$

Sendo:

$$T_h = \frac{C_h t}{d_e^2} \quad (\text{equação 11})$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (\text{equação 12})$$

<sup>2</sup> BARRON, R. A.; **Consolidation of fine-grained soils by drain wells.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 73, n. 6, p. 811-835, 1948.

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (\text{equação 13})$$

Sendo:

$d_e$ : diâmetro de influência de um dreno;

$d_w$ : diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular;

$T_h$ : fator tempo para drenagem horizontal;

$F(n)$ : função da densidade dos drenos.

Almeida (2014, p. 111) ressalta que “no caso de utilização de dreno vertical em camadas de espessuras relativamente pequenas (menores que 10m, por exemplo), deve-se considerar, além da drenagem radial, também a drenagem vertical.” Apresenta então a seguinte equação, resolvida por Carrillo<sup>3</sup> (1942), para a porcentagem média de adensamento combinada  $U$ :

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (\text{equação 14})$$

### 3.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM CONDIÇÃO NÃO DRENADA

Uma exemplificação da importância do conhecimento da resistência ao cisalhamento não drenada das argilas é dada por Pinto (2006, p. 319):

Existem situações em que se deseja conhecer a resistência do solo (a tensão cisalhante de ruptura) no estado em que o solo se encontra. É o caso, por exemplo, da análise da estabilidade de um aterro construído sobre uma argila mole. [...] o problema é verificar se a resistência ao longo de uma superfície hipotética de ruptura é suficiente para resistir à tendência de escorregamento provocada pelo peso do aterro. Uma eventual ruptura ocorreria antes de qualquer drenagem. Portanto, a resistência que interessa é

---

<sup>3</sup> CARRILO, N.; **Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils.** Journal of Math. And Phys., v. 21, p. 1-5, 1942.



aquela em cada ponto do terreno, da maneira como ele se encontra. É a resistência não drenada do solo.

A resistência não drenada das argilas pode ser determinada através de ensaios de laboratório, tendo como principal exemplo o ensaio triaxial não adensado e não drenado (UU), e ensaios de campo, sendo exemplo o ensaio de palheta (PINTO, 2006, p. 320).

Diversos fatores podem alterar a resistência não drenada das argilas, quando estas são retiradas do seu estado natural através de corpos de prova, ocasionando discrepância entre a resistência encontrada em campo e a levantada através de ensaios, como as sugeridas por Pinto (2006, p. 325-328):

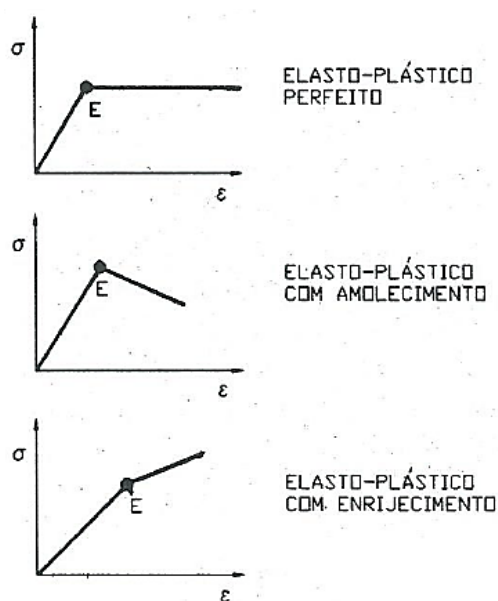
- a) Amostragem: a operação de retirada da amostra do subsolo afeta a sua qualidade, devido à perda de seu estado anisotrópico de tensões e as inevitáveis perturbações mecânicas a que fica submetida (penetração do amostrador, moldagem dos corpos de prova). Em consequência disto, a resistência tende a ser menor do que a encontrada em campo;
- b) Estocagem: as amostras tendem a não conservar as tensões neutras negativas, devido a um rearranjo estrutural das partículas, fazendo com que as pressões neutras negativas possam cair para um valor de 0 a 40% da que possuíam *in situ*. Ao cair esta pressão neutra negativa, diminui a tensão confinante e, por consequência, a resistência;
- c) Anisotropia: o solo, ao ser cisalhado ao longo de uma hipotética curva de ruptura, tende a apresentar resistências diferentes, de acordo com a direção e o sentido do deslocamento. Podem ser realizados ensaios específicos para cada situação de carregamento.
- d) Tempo de solicitação: a resistência depende do tempo de carregamento, quanto mais lento ele for, menor a resistência não drenada. Isto é motivado pelo atrito entre as partículas de solo, que não se mantém por muito tempo, devido à mobilidade dos íons da água. Quanto mais plástico for o solo, maior o número de contatos entre minerais argilas e mais importante se torna este fenômeno;

### 3.4 MODELO DE DEFORMAÇÕES CAM-CLAY

O Cam-Clay é um modelo elastoplástico que permite o cálculo de deformações. Em um modelo elastoplástico, as deformações podem ser tratadas nos domínios elástico e plástico separadamente. As deformações elásticas são pequenas e reversíveis, ao contrário das plásticas que são irreversíveis (ORTIGÃO, 1993, p. 327).

Na Figura 9, têm-se a geometria de curvas tensão-deformação segundo o modelo elastoplástico. Até o ponto E, o solo deforma-se elasticamente, a partir do qual inicia-se o escoamento, ou seja, as deformações plásticas, sendo a deformação total a soma dos dois trechos da curva. A determinação do ponto E é feita através de uma superfície de escoamento (ORTIGÃO, 1993, p. 328-329).

Figura 9 - Curvas de tensão-deformação segundo modelos elastoplásticos



(fonte: ORTIGÃO, 1993, p. 329)

Ortigão (1993, p. 333), a respeito dos modelos elastoplásticos de deformação, salienta que:

O modelo Cam-Clay pode ser considerado um importante avanço na simulação teórica do comportamento de solos, mas, como todo modelo, apresenta deficiências. A análise destas deficiências através de comparações com resultados experimentais torna possível a introdução de melhoramentos, como fez Burland (1967), que propôs o modelo denominado Cam-Clay Modificado, cuja superfície de escoamento tem a forma de uma elipse.

Para o cálculo das deformações plásticas no modelo Cam-Clay Modificado, utiliza-se as seguintes equações (ORTIGÃO, 1993, p. 335):

$$d\varepsilon_v^p = \frac{de^p}{1+e} = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left( \frac{dp'}{p'} + \frac{2\eta \cdot d\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (\text{equação 15})$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \quad (\text{equação 16})$$

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen}\phi'}{3 - \text{sen}\phi'} \quad (\text{equação 17})$$

Sendo:

$\varepsilon_v^p$ : deformação volumétrica na fase plástica;

$\varepsilon_s^p$ : deformação cisalhante na fase plástica;

e: índice de vazios;

$\lambda$ : inclinação da curva de compressão virgem do material;

$\kappa$ : inclinação da curva de recompressão do material

$p'$  e  $q$ : invariantes de tensão;

$\eta$ :  $q/p'$ ;

$M$ : inclinação da envoltória de resistência em termos de  $p'$  e  $q$ ;

$\phi'$ : ângulo de atrito do material.

### 3.5 INVESTIGAÇÕES DO TERRENO

A adequada investigação do terreno é tida como atividade preliminar essencial à execução de um projeto de engenharia. Procuram-se informações que permitam a elaboração de um projeto seguro e econômico e evitem quaisquer dificuldades durante a construção (KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 155).

Já conforme a prática americana apresentada pelo US Army Corps of Engineers<sup>4</sup> (2001, apud. SCHNAID, 2012, p.14):

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

Almeida (2014, p. 49) descreve as diferentes etapas da investigação, como segue:

A programação inicia-se com o reconhecimento inicial do depósito por meio de mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e levantamento do banco de dados das investigações realizadas em áreas próximas. As fases seguintes consistem na execução das investigações preliminares e complementares. As investigações preliminares visam principalmente à determinação da estratigrafia da área de estudo, e nessa fase são realizadas sondagens a percussão. Em uma fase posterior, é executada a investigação complementar de campo e laboratório, cujo objetivo é a definição dos parâmetros geotécnicos e do modelo geomecânico do depósito de solo mole e da obra, objetivando a cálculos de estabilidade e de recalques. O perfil estratigráfico também pode ser obtido nessa fase por meio de ensaios de piezocone.

Schnaid (2012, p. 14) comenta ainda que “a abrangência de uma campanha de investigação depende de fatores relacionados às características do meio físico, à complexidade da obra e aos riscos envolvidos, que, combinados, deverão determinar a estratégia adotada no projeto”.

Portanto, explicitados os diversos fatores que justificam uma extensa e adequada campanha de investigação geotécnica, segue-se para o detalhamento dos ensaios realizados na obra em estudo.

---

<sup>4</sup> US ARMY CORPS OF ENGINEERS; **Engineering design: geotechnical investigations**. Manual 1110-1-1804, 2001.

### 3.5.1 Sondagem à percussão

O Standard Penetration Test (SPT) é tido como a ferramenta mais popular, rotineira e econômica para a investigação geotécnica em quase todo o mundo (SCHNAID, 2012, p. 23).

As principais informações que se buscam na fase inicial de investigação do terreno são a definição das espessuras das camadas de argila mole, do aterro superficial, das camadas intermediárias com outras características e do solo subjacente. É essencial que se aprofunde a sondagem em alguns metros dentro do solo subjacente ao solo mole, para caracterizar se a camada é drenante ou não (ALMEIDA, 2014, p. 50).

Conforme Schnaid (2012, p. 24), “as vantagens desse ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado por meio de propostas não sofisticadas, mas diretas, com regras empíricas de projeto”.

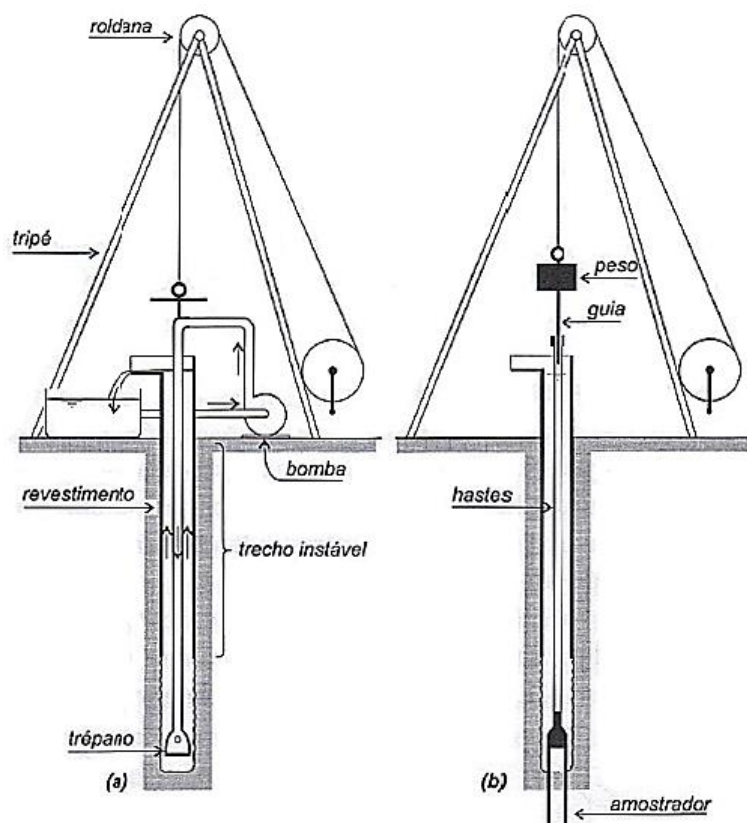
Schnaid (2012, p. 23-24) define, resumidamente, a metodologia de ensaio para o Standard Penetration Test (SPT):

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é obtida por trado e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando-se a queda de peso de 65kg de uma altura de 750mm. O valor  $N_{spt}$  é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm.

A NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001) caracteriza o ensaio como a “perfuração e cravação dinâmica de amostrador-padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático.

A Figura 10 ilustra os equipamentos necessários ao ensaio e a sua respectiva sequência de execução:

Figura 10 - Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem e (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT)



(fonte: VELLOSO e LOPES, 2004, p. 36)

Por tratar-se de ensaio totalmente manual, a sua eficácia depende diretamente da mão de obra nele utilizada. Schnaid (2012, p. 62) comenta que “o treinamento de pessoal e a supervisão da realização do ensaio constituem importantes desafios, mesmo que impliquem acréscimo de custo, para que os resultados sejam representativos e confiáveis”.

### 3.5.2 O ensaio de piezocone

O ensaio de penetração de cone (CPTU) caracteriza-se como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Seus resultados permitem a determinação da estratigrafia do solo e as propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles (SCHNAID, 2012, p. 63).

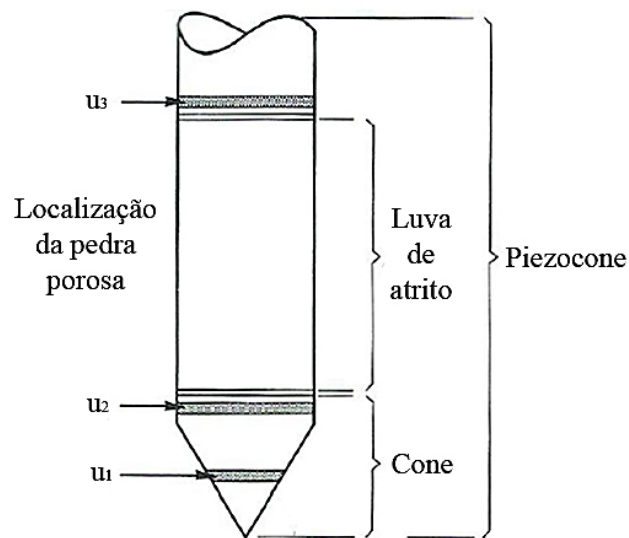
Almeida (2014, p. 63) também descreve os principais resultados obtidos com o ensaio de piezocone:

O ensaio de piezocone tem sido utilizado para a classificação dos solos, estimativa do comportamento típico dos solos, definição da estratigrafia do depósito de solo mole, definição do perfil contínuo de resistência não drenada e obtenção dos coeficientes de adensamento do solo [...].

### 3.5.2.1 Equipamentos e metodologia de ensaio

O procedimento de ensaio consiste na cravação de um cone, posicionado na extremidade de uma série de hastas, a uma taxa constante para o interior do solo, de modo que hajam medições intermitentes da resistência à penetração do cone. Esta resistência é levantada relacionando-se as parcelas de atrito da luva ( $f_s$ ) e de resistência de ponta ( $q_c$ ). Somado a isso, registra-se ainda valores de poropressão no interior do maciço, podendo esta medida ser realizada em três posições do corpo do piezocone: no cone ( $u_1$ ), na base do cone ( $u_2$ ) ou acima da luva ( $u_3$ ), como mostra a Figura 11 (LUNNE, ROBERTSON, POWELL, 1997, p. 1):

Figura 11 - Nomenclaturas e partições do piezocone



(fonte: LUNNE, ROBERTSON, POWELL, 1997, p. 2, tradução nossa)

Concomitante a inserção do piezocone no maciço de solo, efetua-se o ensaio de dissipação do excesso de poropressões, conforme detalhado por Schnaid (2012, p. 99):

O ensaio consiste, basicamente, em interromper a cravação do piezocone em profundidades preestabelecidas, por um período de aproximadamente uma hora, até atingir 50% de dissipação do excesso de poropressões, e monitorar a dissipação das pressões neutras durante esse período.

### 3.5.2.2 Interpretação dos resultados

Conforme Almeida (2014, p. 63), “a resistência utilizada na maioria das correlações do ensaio de piezocone é denominada resistência corrigida ( $q_t$ ), pois a poropressão atua de forma desigual na geometria da ponta”. Então, têm-se para a resistência de ponta corrigida:

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (\text{equação 18})$$

Sendo:

$q_c$ : resistência de ponta medida no cone;

$u_2$ : poropressão medida na base do cone;

$a$ : relação entre a área da região interna da pedra porosa e a área de ponta do cone.

A resistência ao cisalhamento não drenada do solo ( $S_u$ ) pode ser determinada, de forma indireta, com o uso da seguinte equação (SCHNAID, 2012, p. 89):

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (\text{equação 19})$$

Sendo:

$\sigma_{v0}$ : estado de tensão vertical inicial do solo;

$N_{kt}$ : fator de capacidade de carga, calibrado por meio de ensaios de palheta.

Do ensaio de dissipação realizado durante a cravação do piezocone, extrai-se o valor do coeficiente de adensamento horizontal ( $C_h$ ), através da seguinte formulação (SCHNAID, 2012, p. 100):



$$C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (\text{equação 20})$$

Sendo:

$T^*$ : fator tempo, função da porcentagem de dissipação e da posição do filtro;

R: raio do piezocone;

$I_r$ : índice de rigidez ( $G/S_u$ );

G: módulo de cisalhamento do solo;

t: tempo de dissipação (normalmente adotado como  $t_{50\%}$ ).

### 3.5.3 O ensaio de palheta

Os principais resultados que se buscam encontrar ao realizar o ensaio de palheta são comentados por Schnaid (2012, p. 117):

O ensaio de palheta (vane test) é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) de depósitos de argilas moles. Esse ensaio, sendo passível de interpretação analítica, assumindo-se a hipótese de superfície de ruptura cilíndrica, serve de referência a outras técnicas e metodologias cuja interpretação requer a adoção de correlações semiempíricas. Complementarmente, busca-se obter informações quanto à história de tensões do solo indicada pelo perfil da razão de pré-adensamento (OCR).

Knappett e Craig (2016, p. 183) complementam ainda que “o ensaio é muito apropriado para argilas moles, cuja resistência ao cisalhamento, se medida em laboratório, pode ser alterada de forma significativa pelo processo de amostragem e manipulação subsequente”.

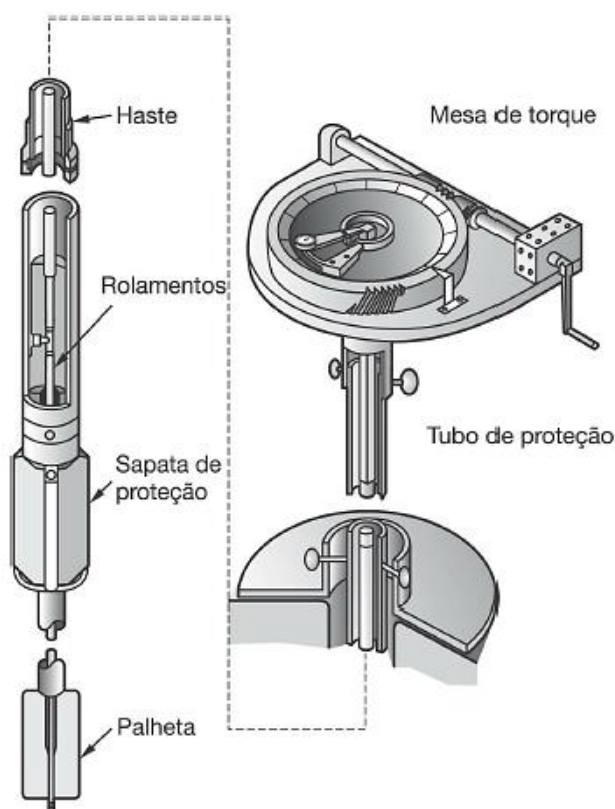
#### 3.5.3.1 Equipamentos e metodologia de ensaio

Os equipamentos podem ser divididos em dois tipos: os que necessitam de perfuração prévia para a realização do ensaio e os que não necessitam de perfuração prévia. A palheta possui quatro pás, com diâmetro podendo variar entre 50 ou 65mm e altura variando entre 100 e 130mm. A palheta é montada na extremidade de uma série de hastes, capazes de transmitir sem

romper o torque à palheta. O equipamento é composto ainda por uma unidade de torque e medição, que imprima às hastes uma rotação de  $(6 \pm 0,6)^\circ/\text{min}$  e que permita a medição do torque aplicado às hastes. É desejável que a leitura da rotação seja feita a cada  $2^\circ$  para a correta construção da curva torque x rotação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989).

A Figura 12 apresenta os diferentes componentes do equipamento de ensaio:

Figura 12 - Equipamento para ensaio de palheta *in situ*



(fonte: ORTIGÃO e COLLET, 1987 apud SCHNAID, 2012, p. 119)

O tempo de espera entre a cravação e a rotação da palheta é fixado em 1 minuto, para que não ocorra drenagem e o valor de  $S_u$  não seja superestimado (ALMEIDA, 2014, p. 57).

Conforme Knappett e Craig (2016, p. 183), “o torque é aplicado de forma gradual à extremidade superior da haste, até que a argila se rompa por cisalhamento em consequência de rotação da palheta”.

### 3.5.3.2 Interpretação dos resultados

A partir do valor de torque medido no ensaio é possível determinar a resistência ao cisalhamento não drenada do solo ( $S_u$ ) (SCHNAID, 2012, p. 124):

$$S_u = \frac{0,86M}{\pi D^3} \quad (\text{equação 21})$$

Sendo:

M: torque máximo medido, em kN.m;

D: diâmetro da palheta, em m.

Para a estimativa dos valores de OCR da argila, utiliza-se a seguinte formulação (MAYNE e MITCHELL<sup>5</sup>, 1988, apud ALMEIDA, 2012, p. 60):

$$OCR = \alpha \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{equação 22})$$

Sendo:

$\sigma'_{v0}$ : estado de tensão vertical inicial do solo;

O coeficiente  $\alpha$  é tido como:

$$\alpha = 22 \times (I_p)^{-0,48} \quad (\text{equação 23})$$

---

<sup>5</sup> MAYNE, P. W.; MITCHELL, J. K.; **Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane**. Canadian Geotechnical Journal, v. 25, p. 150-157, 1988.

Sendo:

$I_p$ : índice de plasticidade do solo.

### **3.5.4 O ensaio de adensamento oedométrico**

Almeida (2014, p. 73) salienta que: “O ensaio de adensamento é essencial para o cálculo da magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo. O ensaio de adensamento convencional de carregamento incremental, com cada incremento de carga aplicado durante 24 horas, é o comumente realizado”.

O ensaio de adensamento tem seus resultados diretamente dependentes da qualidade da amostra retirada do solo. O amolgamento da amostra afeta a curva de compressão do ensaio, apresentando menor tensão de sobreadensamento, alterando também a variação do índice de vazios. Isto pode causar uma previsão errônea dos recalques no projeto, gerando volumes de terraplenagem e sobrecarga equivocados (ALMEIDA, 2014, p. 76).

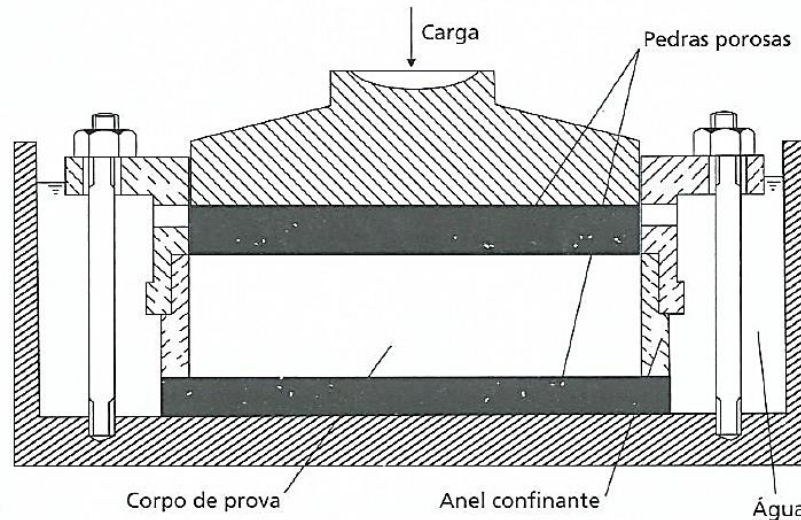
#### **3.5.4.1 Equipamentos e metodologia de ensaio**

Os componentes do ensaio são detalhados por Knappett e Craig (2016, p. 77) de tal forma:

O corpo de prova tem a forma de um disco de solo, mantido no interior de um anel de metal e conservado entre duas pedras porosas. A pedra porosa superior, que pode se mover no interior do anel com uma pequena folga, está presa abaixo de uma placa de carregamento superior, pela qual a pressão pode ser aplicada ao corpo de prova. Todo aparato localiza-se dentro de uma célula aberta de água, à qual a água dos poros do corpo de prova tem livre acesso. O anel que confina esse corpo de prova pode ser fixo (preso ao corpo da célula) ou flutuante (livre para se mover verticalmente); a parte interna do anel deve ter uma superfície lisa e polida para reduzir o atrito lateral. O anel confinante impõe uma condição de deformação lateral nula para o corpo de prova. A compressão deste quando submetido à pressão é medida em um dial ou por meio de um transdutor que atue sobre a placa de carregamento.

A Figura 13 ilustra os componentes do equipamento de ensaio:

Figura 13 - Detalhe do equipamento de ensaio de adensamento oedométrico



(fonte: KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 77)

Durante o ensaio, são aplicadas uma série de tensões no corpo de prova, tendo sempre o dobro do valor da pressão anterior. Quando a pressão excedente de água nos poros estiver dissipada, chega-se ao final do período de incremento, onde a tensão total aplicada se iguala à tensão vertical efetiva do corpo de prova. Os resultados são compilados em um gráfico que relaciona a espessura do corpo de prova ou seu índice de vazios com a tensão efetiva correspondente (KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 77).

#### 3.5.4.2 Interpretação dos resultados

O gráfico padrão para o resultado do ensaio oedométrico é apresentado na Figura 14, a partir dele e com o uso de formulações é possível retirar os parâmetros a seguir detalhados.

A razão entre a deformação volumétrica e a tensão aplicada é denominada coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ), e é definido como segue (KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 79):

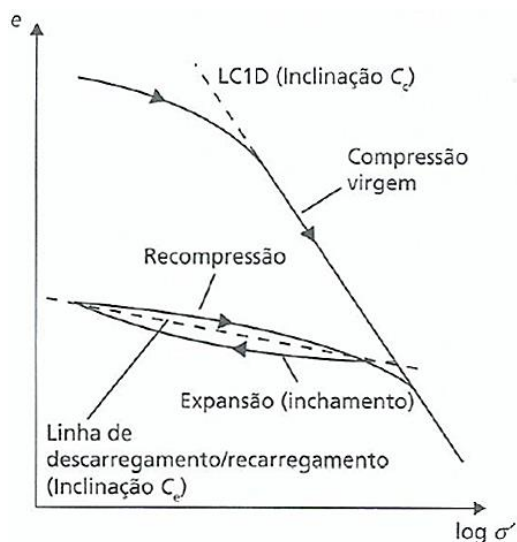
$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \left( \frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \right) \quad (\text{equação 24})$$

Sendo:

$e_0$  e  $e_1$ : índice de vazios inicial e final, respectivamente, para dois pontos quaisquer no trecho linear do gráfico;

$\sigma'_0$  e  $\sigma'_1$ : tensão efetiva inicial e final, respectivamente, para dois pontos quaisquer no trecho linear do gráfico.

Figura 14 - Gráfico de resultados de um ensaio oedométrico



(fonte: KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 79)

O índice de compressão ( $C_c$ ) e o índice de recompressão ( $C_s$ ) são adimensionais e são encontrados definindo a inclinação das retas de compressão virgem e de recompressão, respectivamente, conforme apresentado na Figura 14 (KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 79).

### 3.5.5 O ensaio triaxial

Uma importante definição do ensaio triaxial é dada por Knappett e Craig (2016, p. 121):

O equipamento de ensaio triaxial é o dispositivo de laboratório mais utilizado para medir o comportamento do solo sob a ação do cisalhamento e é adequado para todos os tipos de solo. O ensaio apresenta as vantagens de que as condições de drenagem podem ser controladas, permitindo que solos saturados de baixa permeabilidade sejam adensados, se necessário, como parte do procedimento do ensaio, e de que se possa medir a poropressão (pressão da água nos poros).

No ensaio convencional de compressão triaxial, coloca-se o corpo de prova cilíndrico do solo exposto a um estado hidrostático de tensões, aplicando-se então um carregamento axial sobre o

mesmo. Para tanto, o corpo de prova, após ser envolto por uma membrana de borracha, é posicionado dentro de uma câmara cheia de água, sendo exposto então à pressão confinante ou pressão de confinamento. O carregamento axial pode ser feito por meio de um pistão (ensaio com carga controlada) ou por meio do deslocamento de uma prensa (ensaio com deformação controlada), medindo-se toda a carga que é aplicada no corpo de prova (PINTO, 2006, p. 266).

O ensaio triaxial básico pode ser dividido em três tipos, no que se refere às suas condições de drenagem (PINTO, 2006, p. 267):

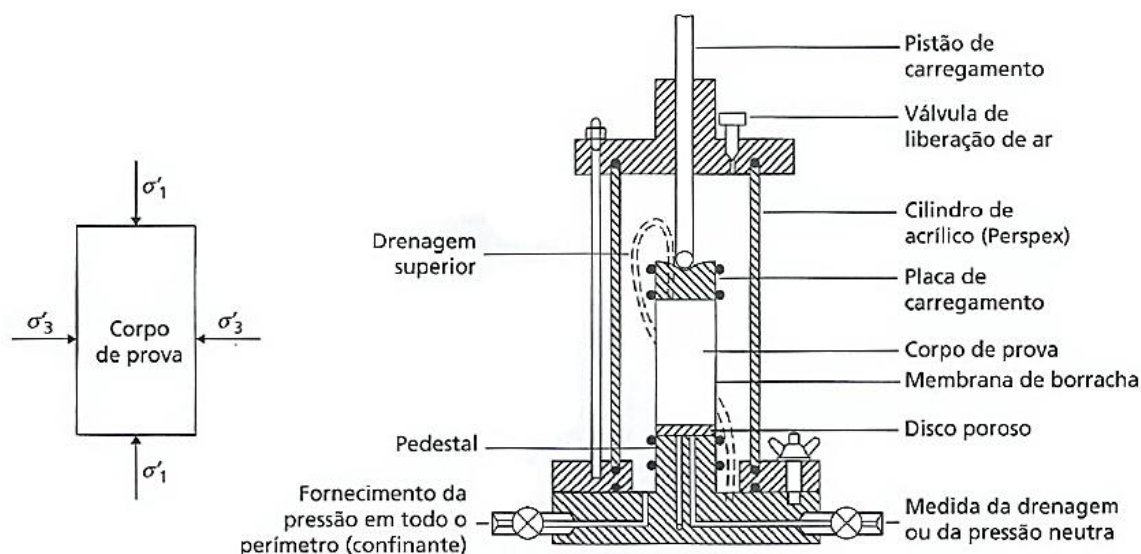
- a) Ensaio adensado drenado (CD): permite-se a drenagem permanente do corpo de prova, aplica-se a pressão confinante e aguarda-se o adensamento do solo, a tensão axial é ampliada lentamente para que a água sob pressão possa sair.
- b) Ensaio adensado não drenado (CU): a drenagem é permitida enquanto se aplica a tensão confinante, no entanto, o carregamento axial é feito sem que a drenagem seja permitida.
- c) Ensaio não adensado não drenado (UU): a pressão confinante e o carregamento axial são aplicados sem que seja permitida a drenagem, geralmente interpreta-se o resultado em termos de tensões totais.

O presente estudo dá ênfase ao ensaio triaxial não adensado e não drenado (UU), sendo o mais usual para solos moles e o que foi aplicado no projeto em desenvolvimento.

Segundo Almeida (2014, p. 77), “os valores de resistência e de módulo medidos em ensaios triaxiais UU sofrem influência do processo de alívio de tensões e do amolgamento. Entretanto, considerando o custo relativamente pequeno de sua execução, servem como dado adicional para obtenção do perfil de  $S_u$  de projeto”.

A Figura 15 apresenta os diversos componentes do equipamento de ensaio triaxial:

Figura 15 - Detalhes do equipamento de ensaio triaxial



(fonte: KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 122)

A apresentação dos dados do ensaio triaxial, segundo Knappett e Craig (2016, p. 123), pode ser feita “na forma de círculos de Mohr na ruptura; entretanto, é mais simples apresentá-los em termos de invariantes de tensão, de tal modo que um determinado conjunto de condições de tensões efetivas possa ser representado por um único ponto em vez de por um círculo”.

Portanto, o estado de tensões no corpo de prova pode ser representado pelo raio e pelo centro do círculo de Mohr,  $t$  e  $s'$ , representando a tensão cisalhante máxima no interior do elemento e a tensão principal efetiva média, respectivamente. Estes são definidos pelas seguintes equações (KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 124):

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (\text{equação 25})$$

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (\text{equação 26})$$

Sendo:

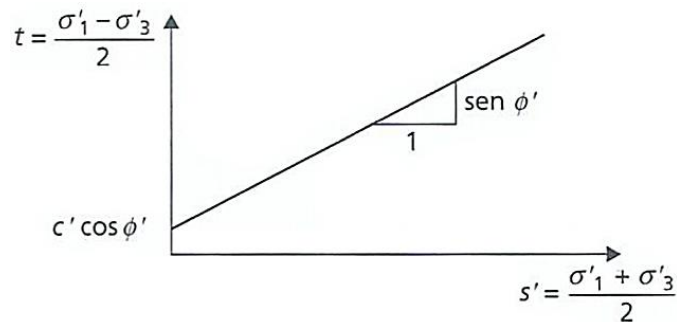


$\sigma'_1$ : maior tensão principal;

$\sigma'_3$ : menor tensão principal.

A Figura 16 ilustra o gráfico resultante da interpretação dos dados do ensaio triaxial, apresentado em função dos invariantes de tensão  $t$  e  $s'$ .

Figura 16 - Interpretação dos parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  usando invariantes de tensão

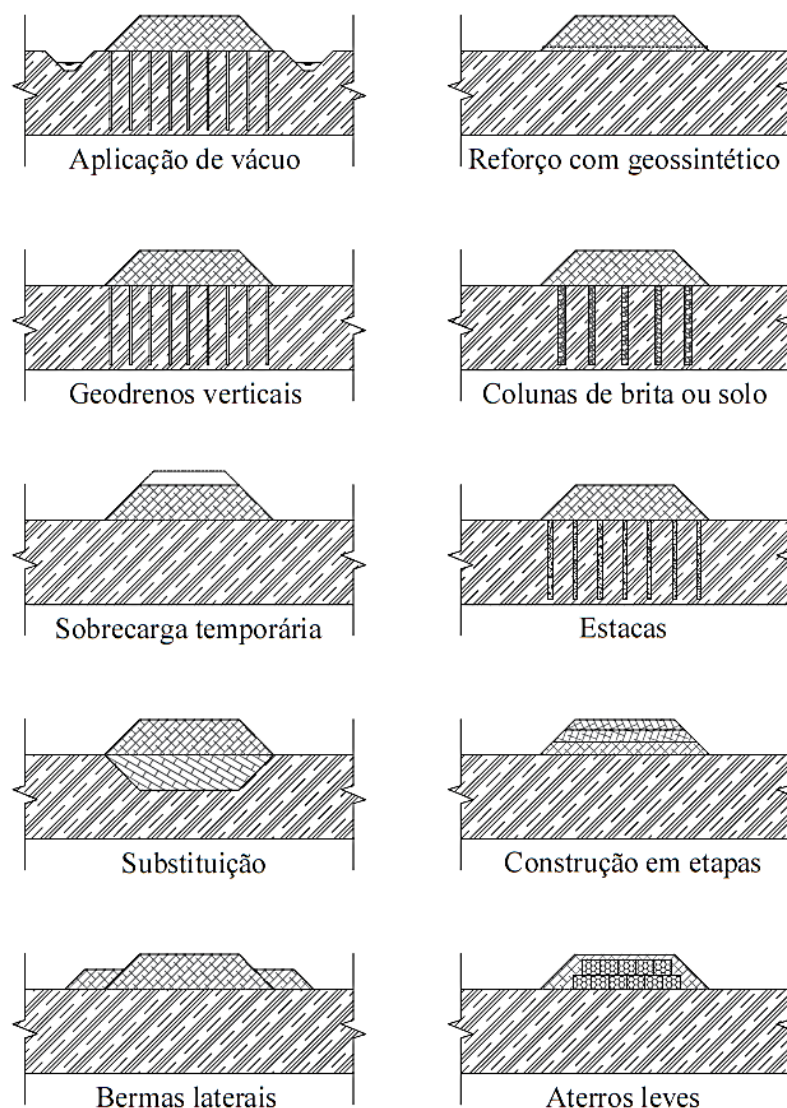


(fonte: adaptado de KNAPPETT e CRAIG, 2016, p. 126)

### 3.6 ATERRO SOBRE SOLOS MOLES

No projeto de um aterro sobre solos moles, busca-se controlar tanto a magnitude dos recalques que a estrutura tende a sofrer, quanto as possíveis rupturas que costumam acontecer. Para isso, utilizam-se métodos executivos que possibilitem a propagação dos recalques no menor tempo possível (aplicação de vácuo, geodrenos verticais, sobrecarga temporária), ou até mesmo que eles não ocorram (substituição do solo mole). Já para evitar rupturas no aterro, lança-se mão de técnicas que reforcem a sua fundação (bermas laterais, reforço com geossintético, colunas de brita ou solo, estacas) ou minorem o carregamento gerado pela massa do aterro (construção em etapas, aterros leves) (ALMEIDA, 2014, p. 31-32). A Figura 17 ilustra as técnicas citadas:

Figura 17 - Diferentes técnicas de execução de aterros sobre solos moles



(fonte: elaborada pelo autor)

A respeito das possíveis soluções, Almeida (2014, p. 31) ressalta que “a escolha do método construtivo mais adequado está associada a diversas questões: características geotécnicas dos depósitos; utilização da área, incluindo a vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos”.

A solução escolhida para o aterro em estudo é uma mescla entre os diferentes métodos anteriormente citados. Será utilizada a técnica de construção em etapas, posicionada sobre drenos verticais e geogrelha, incluindo a execução de sobrecarga temporária.

Para a aceleração dos recalques, justifica-se a opção por drenos verticais e sobrecarga temporária devido a rapidez e facilidade na execução destes, ao passo que são técnicas bastante

difundidas no mercado e com um custo relativamente baixo. A construção em etapas associada ao uso de geogrelha na base do aterro foi escolhida devido a baixíssima resistência de fundação, sendo assim, esta solução ocasiona ganho de resistência à medida que se sobe a cota do aterro.

O detalhamento das soluções aplicadas é feito nos itens que seguem, bem como as considerações e verificações que devem ser realizadas ao longo do projeto do aterro.

### **3.6.1 Classe do aterro**

Aterros sobre solos moles, quando em obras viárias, são regidos pela normativa PRO-381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998), que estabelece o procedimento a ser adotado no projeto. Estes aterros são classificados pela PRO-381 nas classes I, II ou III, conforme segue:

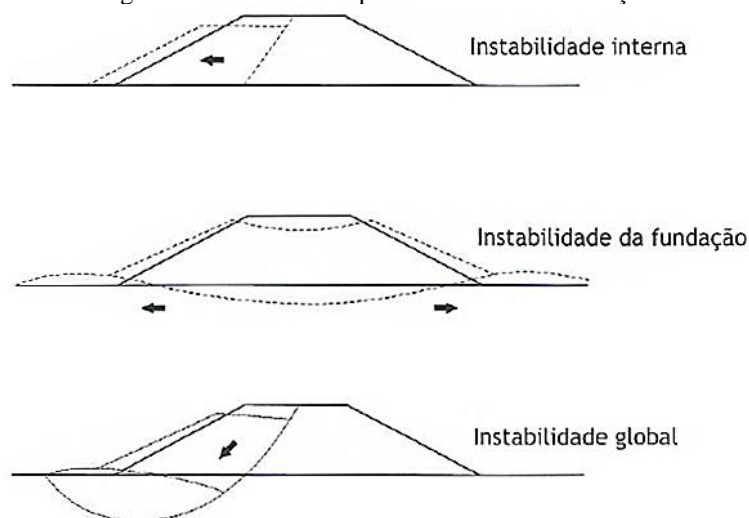
- I) Aterros junto a estruturas rígidas, tal como encontro de pontes e viadutos e demais interseções, bem como aterros próximos a estruturas sensíveis como oleodutos;
- II) Aterros que não estão próximos a estruturas sensíveis, porém possuem altura maior que 3m;
- III) Aterros baixos, menor do que 3m e afastados de estruturas sensíveis.

Por situar-se paralelo a rodovia de grande porte e estar conectado a viaduto (estrutura sensível), o aterro em estudo caracteriza-se como sendo de Classe I. Esta classificação é importante para as definições de limite de serviço da estrutura, as quais serão atribuídas ao longo do projeto de acordo com a normativa PRO-381.

### **3.6.2 Modos de ruptura**

Os principais modos de ruptura de aterros sobre argilas moles, segundo Almeida (2014, p. 140), são “a ruptura pelo corpo do aterro sem envolver a argila mole, a ruptura da fundação argilosa como um problema de capacidade de carga e a ruptura global do conjunto aterro-fundação”. A Figura 18 ilustra os diferentes tipos de ruptura passíveis de ocorrerem no aterro ou fundação:

Figura 18 - Modos de ruptura do aterro ou fundação



(fonte: ALMEIDA, 2014, p. 140)

Segundo a normativa PRO-381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998), a análise deve considerar superfícies de ruptura circulares (rotacionais) e poligonais (translacionais). Para a análise de ambos os métodos de ruptura (rotacional e translacional) a norma PRO-381 recomenda o uso dos métodos de Janbu, Spencer, Sarma ou Morgenstern e Price.

Dentre os métodos de análise de rupturas supracitados, Spencer e Morgenstern e Price são os mais utilizados no mercado. O método de Janbu considera apenas o equilíbrio de forças entre as fatias de solo, sem levar em consideração os momentos atuantes. Já o método de Sarma é direcionado para zonas sísmicas, por levar em consideração o coeficiente sísmico em seus cálculos de equilíbrio limite. O método de Morgenstern e Price se assemelha muito ao de Spencer, exceto por considerar ainda que a inclinação da força resultante entre fatias varia de acordo com uma função arbitrária, sendo este o método de cálculo escolhido para as verificações de estabilidade do aterro em estudo (ABRAMSON et al, 2001, p. 356-357).

### 3.6.3 Método de Morgenstern e Price

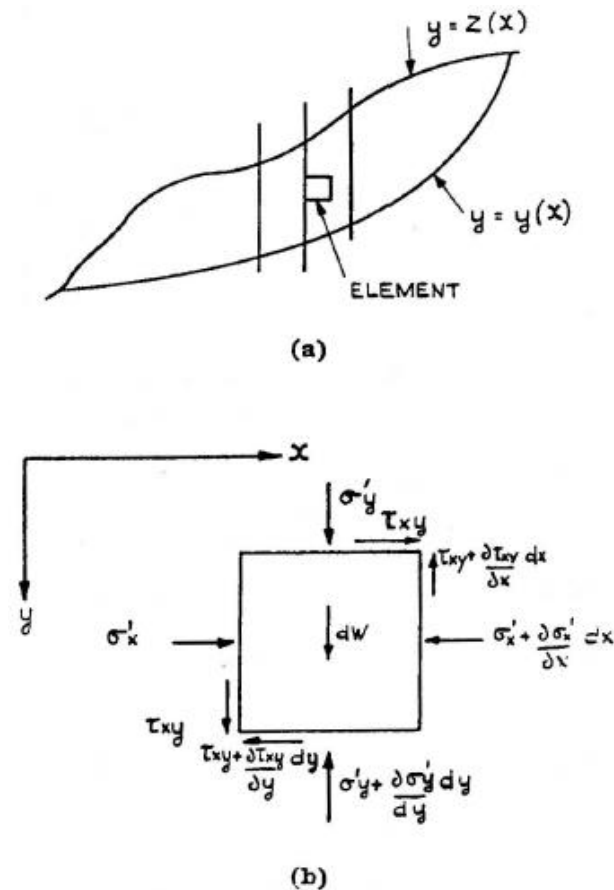
Abramson et al (2001, p. 377) definem o método de Morgenstern e Price como uma rigorosa ferramenta de cálculo para a análise de ruptura de taludes de solo.

Em resumo, o método é definido por Morgenstern e Price (1965, p. 92-93, tradução nossa) como sendo:

O método foi desenvolvido para a determinação do fator de segurança de um corpo deslizando de qualquer forma, que contenha materiais com parâmetros de resistência e poropressão variáveis. Baseia-se unicamente nos princípios de equilíbrio limite. Não só deve ser escolhida a forma das superfícies de deslizamento potenciais, mas também deve ser feita uma suposição quanto a distribuição das forças internas. O fator de segurança não é muito sensível a essas suposições. [...] A solução assegura que todas as condições de equilíbrio e de contorno sejam satisfeitas [...].

A Figura 19 ilustra as variáveis consideradas no cálculo do método de Morgenstern e Price:

Figura 19 - Modelo de ruptura. (a) elemento na interface entre duas fatias e (b) tensões efetivas atuando no elemento



(fonte: MORGENSTERN e PRICE, 1965, p. 83)

### 3.6.4 Resistência da geogrelha

A definição de geogrelha, para utilização em aterros sobre solos moles, é dada por Ehrlich e Becker<sup>6</sup> (2009, apud ALMEIDA, 2014, p. 134):

Materiais sintéticos em forma de grelha, desenvolvidos especificamente para reforço de solos, que podem ser unidirecionais, quando apresentam elevadas resistência e rigidez à tração em apenas uma direção; ou bidirecionais, quando apresentam elevadas resistência e rigidez à tração nas duas direções ortogonais.

A Figura 20 ilustra um modelo de geogrelha frequentemente utilizada na estabilização de aterros sobre solos moles, já aplicada sobre camada de solo.

Figura 20 - Detalhe da geogrelha aplicada em camada de solo



(fonte: HUESKER, 2007, p. 2)

A geogrelha instalada sob o aterro atua como um reforço passivo, Almeida (2014, p. 136) ressalta que “os solos de fundação e de aterro, ao se deslocarem horizontalmente, induzem deformações no geossintético, que reage e mobiliza um esforço de tração resistente  $T$ , restringindo o deslocamento das camadas de solo”.

Este esforço de tração resistente  $T$  não deve ser superior ao máximo esforço de tração que pode ser mobilizado  $T_{lim}$ , como segue (ALMEIDA, 2014, p. 136):

---

<sup>6</sup> EHLRICH, M; BECKER, L. D. B.; **Muros e taludes de solo reforçado – Projeto e execução**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

$$T \leq T_{lim} = P_{aat} + P_{ref} \quad (\text{equação 27})$$

Sendo:

$P_{aat}$ : empuxo lateral no aterro;

$P_{ref}$ : força cisalhante do solo de fundação.

Ainda de acordo com Almeida (2014, p. 137), “em alguns casos, aterros têm rompido por deformações excessivas (estado limite de trabalho) antes de alcançar a altura de ruptura (estado limite último)”. Recomenda-se então valores de deformações permissíveis  $\epsilon_a$  no reforço na faixa de 2% a 6% (ROWE e SODERMAN<sup>7</sup>, 1985; BONAPARTE e CHRISTOPHER<sup>8</sup>, 1987; apud ALMEIDA, 2014, p. 137).

Adicionalmente, é preciso que a geogrelha esteja devidamente ancorada no solo, para tanto, calcula-se o comprimento de ancoragem, em função dos parâmetros de resistência do solo e da interface solo-reforço, como segue (ALMEIDA, 2014, p. 139):

$$L_{anc} = \frac{T_{anc}}{2 \cdot C_i \cdot (c_{at} + \gamma_{at} \cdot h_{at} \cdot tg\phi_{at})} \quad (\text{equação 28})$$

Sendo:

$T_{anc}$ : resistência de ancoragem ( $T_{anc} \geq T$ );

T: esforço de tração considerado no projeto;

---

<sup>7</sup> ROWE, R. K.; SODERMAN, K. L.; **An approximate method for estimating the stability of geotextile embankments.** Canadian Geotechnical Journal, v. 22, n. 3, p. 392-398, 1985.

<sup>8</sup> BONAPARTE, R.; CHRISTOPHER, B. R.; **Design and construction of reinforced embankments over weak foundations.** Symposium of Reinforced Layered Systems, TRB, 1987.

$C_i$ : coeficiente de interação da geogrelha com o solo, obtido por meio de ensaios de arrancamento;

$h_{at}$ : altura de aterro acima do reforço;

$\gamma_{at}$ ,  $c_{at}$ ,  $\phi_{at}$ : parâmetros do solo de aterro.

Por fim, segundo Almeida (2014, p. 150), “o esforço do geossintético  $T$  calculado em projeto deve ser comparado com a resistência à tração admissível ( $T_{adm}$ ) do material ( $T_{adm} \geq T$ )”. Esta resistência admissível é calculada a partir da resistência à tração nominal ( $T_r$ ), como segue (ALMEIDA, 2014, p. 150):

$$T_{adm} = \frac{T_r}{FR_F \cdot FR_I \cdot FR_{DQ} \cdot FR_{DB}} \quad (\text{equação 29})$$

Sendo:

$FR_F$ : fator de redução parcial devido à fluência para o tempo de vida útil da obra ou de atuação do reforço, que pode ser durante as fases construtivas e de adensamento e/ou posteriormente;

$FR_I$ : fator de redução parcial devido a danos mecânicos de instalação;

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

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

### 3.6.5 Método dos elementos finitos

Ao passo que as ferramentas de cálculo disponíveis ao engenheiro geotécnico avançam, é necessário que se amplie o conhecimento sobre elas, para que o seu uso seja adequado e coerente com o comportamento dos solos e materiais geotécnicos.

De acordo com Potts e Zdravkovic (1999, p. 23-24), o método dos elementos finitos envolve os seguintes passos:



- a) Discretização do elemento: processo de modelagem da geometria do problema sob investigação por um conjunto de pequenas regiões, denominadas elementos finitos. Esses elementos possuem nós definidos em seus limites ou em seu interior.
- b) Aproximação da variável primária: uma variável primária deve ser selecionada e regras devem ser estabelecidas sobre como deve variar em relação a um elemento finito. Essa variação é expressa em termos de valores nodais. Na engenharia geotécnica, é costume adotar deslocamentos como variável primária.
- c) Equações de elementos: Uso de um princípio variacional apropriado para derivar equações de elementos:

$$[K_E]\{\Delta d_E\} = \{\Delta R_e\} \quad (\text{equação 30})$$

Sendo:

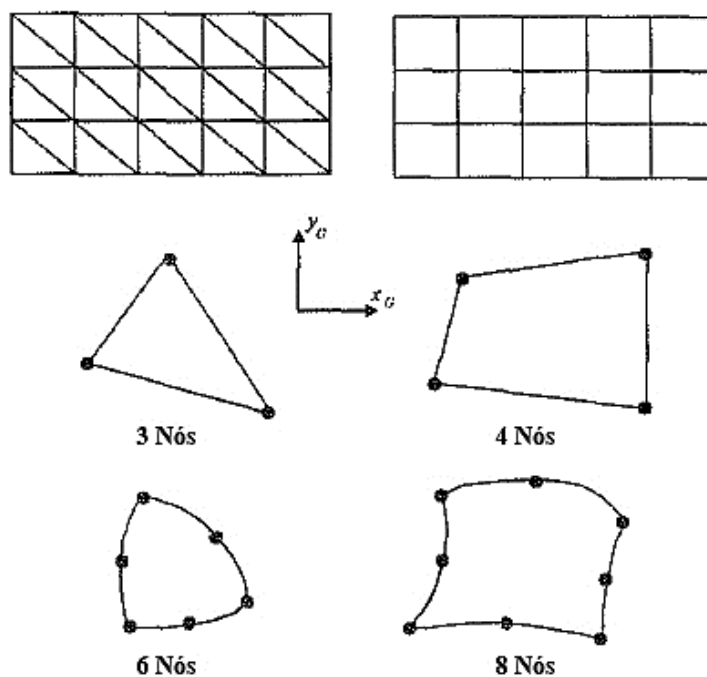
$[K_E]$ : matriz de rigidez do elemento;

$\{\Delta d_E\}$ : vetor de deslocamentos nodais de elementos incrementais;

$\{\Delta R_e\}$ : vetor de forças nodais do elemento incremental.

A Figura 21 ilustra as diferentes geometrias básicas de um elemento finito e de uma malha composta por diversos elementos finitos no espaço bidimensional.

Figura 21 - Elementos finitos 2D típicos



(fonte: POTTS e ZDRAVKOVIC, 1999, p. 24, tradução nossa)

Conforme Potts e Zdravcovic (2001, p. 1, tradução nossa), “um dos ingredientes essenciais ao sucesso de uma análise em elementos finitos de um problema geotécnico é o apropriado modelo constitutivo do solo”.

Ainda segundo Potts e Zdravcovic (2001, p. 212, tradução nossa), “os modelos constitutivos da teoria do estado crítico dos solos, como o Cam-Clay modificado, são frequentemente utilizados para as argilas moles, no entanto, deve-se ter cuidado para garantir que o modelo dê um perfil realista de tensões totais”.

## **4 PROJETO GEOTÉCNICO DO ATERRO SOBRE SOLOS MOLES**

Nos itens a seguir, é feito o desenvolvimento do projeto do aterro, passando pela descrição da região em que a obra será executada e sua caracterização geológica, os ensaios realizados na área e suas interpretações, até o dimensionamento da solução para a estabilização do aterro com as suas devidas conclusões.

### **4.1 CARACTERÍSTICAS DA OBRA EM ESTUDO**

Os dados da obra em questão se referem a uma situação hipotética criada pelo autor deste trabalho, valendo-se do acesso a extenso acervo de ensaios geotécnicos realizados na região escolhida como local de instalação do aterro rodoviário.

Características geométricas da rodovia e de suas interseções, as quais são apresentadas nos itens de desenvolvimento do projeto do aterro, não refletem um projeto rodoviário real e, portanto, não devem ser utilizadas como tal.

#### **4.1.1 Da sua localização**

O estudo tem por objetivo elaborar o projeto de estabilização das fundações do aterro rodoviário resultante da implantação de uma alça de acesso à rodovia BR-290/RS, no trecho entre Osório (km 0 da rodovia) e a ponte móvel do Rio Guaíba (km 96 da rodovia), mais especificamente na região em que o traçado da rodovia passa próximo ao município de Cachoeirinha.

Atualmente, existe no local um viaduto que conecta as residências e indústrias instaladas ao sul da rodovia com o aglomerado urbano do município de Cachoeirinha situado ao norte da rodovia. Este viaduto também permite o acesso entre a Rua Papa João XXIII e a pista do sentido Osório-Porto Alegre da BR-290/RS.

A nova alça de acesso a ser implantada visa permitir o acesso à Rua Papa João XXIII (Cachoeirinha) pelos veículos que transitam também no sentido Porto Alegre-Osório da rodovia BR-290/RS.

Na Figura 22, é apresentada a localização da obra em estudo, na região metropolitana de Porto Alegre.

Figura 22 – Mapa de localização da obra em estudo



(fonte: adaptado de GOOGLE, 2016)

### **4.1.2 Da sua justificativa**

O sentido Porto Alegre-Osório da rodovia BR-290/RS possui um único ponto de acesso à cidade de Cachoeirinha, o qual se dá pela interseção existente na Avenida Assis Brasil no km 86 da rodovia. Outro acesso ao município se encontra apenas no km 75, na conexão com a rodovia RS-118.

A ocorrência de apenas um ponto de acesso à malha viária de Cachoeirinha para os veículos que transitam no sentido Porto Alegre-Osório acarreta em um tráfego sobrecarregado em horários de pico, tanto na interseção do km 86 da BR-290/RS quanto na Avenida General Flores da Cunha (Cachoeirinha).

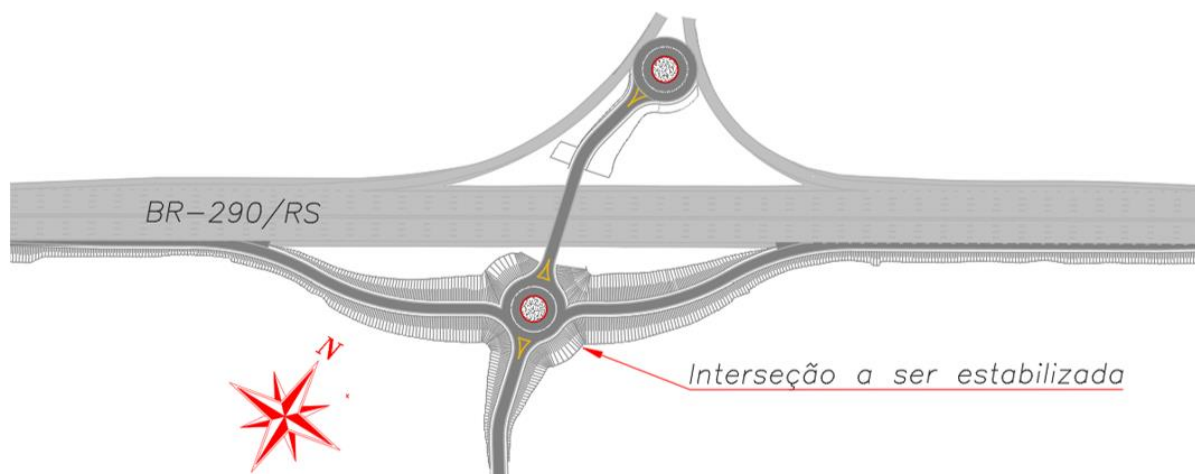
### **4.1.3 Dos seus aspectos geométricos**

Conforme o apresentado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2005, p. 40), “a adoção de um tipo de interseção dependerá principalmente da correlação existente entre a topografia do terreno, os volumes de tráfego e sua composição, a capacidade das vias, a segurança e os custos de implantação e de operação”.

Não é escopo deste estudo justificar os condicionantes e as escolhas tomadas no projeto da interseção, portanto é suprimido o detalhamento de tal assunto neste trabalho.

A alternativa geométrica proposta para a solução do problema de tráfego existente foi a utilização de uma interseção do tipo diamante com a inclusão de rótulas nos dois lados da rodovia, conforme mostra a Figura 23.

Figura 23 – Planta baixa da interseção tipo diamante a ser estabilizada



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.1.4 Da sua classificação normativa

Devido ao aterro em estudo ser decorrente de uma obra rodoviária, deve-se seguir o que é explicitado na normativa PRO-381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998), a qual trata do projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias e descreve os processos a serem obedecidos desde a etapa de investigações até o controle da obra já executada.

Esta norma classifica os aterros rodoviários em três classes, sendo que o projeto estudado neste trabalho se enquadra na classe I, delimitada pelo seguinte (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998, p. 3):

Enquadram-se nesta classe os aterros junto a estruturas rígidas, tal como os encontros de pontes e viadutos e demais interseções, bem como aterros próximos a estruturas sensíveis como oleodutos. A extensão do aterro classe I deve ser pelo menos 50m para cada lado da interseção.

## 4.2 ENSAIOS DE RECONHECIMENTO *IN SITU*

A norma PRO-381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998, p. 8) estabelece que, em fase de projeto básico, objetiva-se a obtenção do perfil geotécnico com a utilização apenas de sondagens à percussão.

Ainda conforme esta normativa para os aterros de classe I, na segunda fase da investigação quando em fase de projeto executivo, deve-se determinar as propriedades dos solos moles,

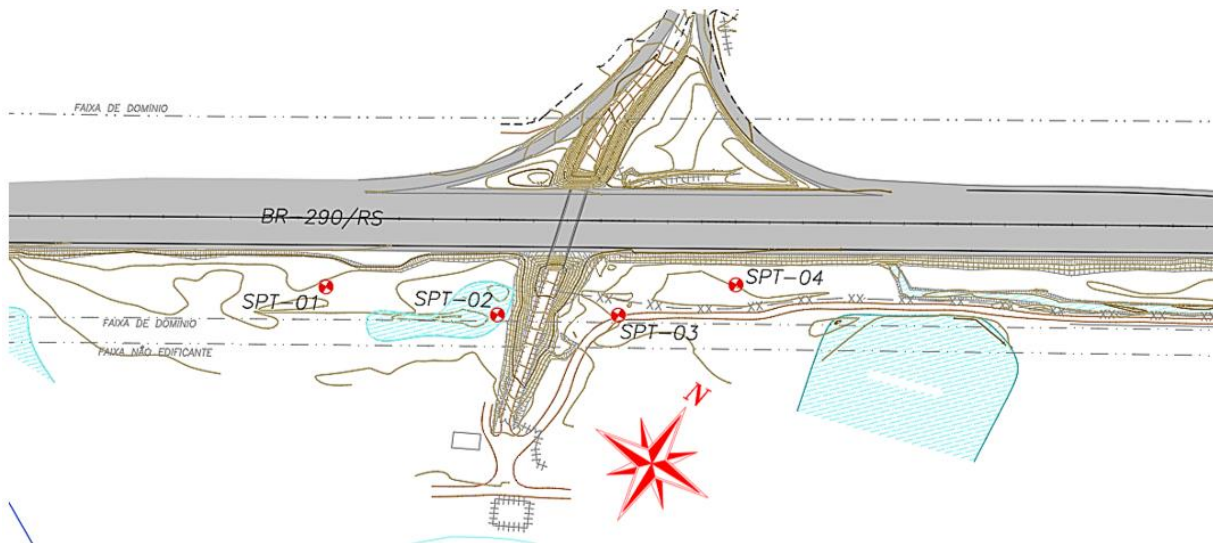
lançando-se mão de furos para coleta de amostras e ensaios de laboratório, ensaios de piezocone e ensaios de piezocone.

#### 4.2.1 Sondagens à percussão (SPT)

A investigação geotécnica do local onde será posicionado o aterro rodoviário iniciou com a execução de quatro sondagens à percussão (SPT) distribuídas ao longo do alinhamento do aterro, de forma a não ultrapassar o limite de 100 metros de distância entre furos.

As sondagens SPT foram executadas atravessando toda a camada mole, penetrando pelo menos 3m em solo resistente ( $NSPT > 30$ ) ou até atingir o impenetrável à percussão. A Figura 24 apresenta o posicionamento das sondagens SPT no terreno estudado.

Figura 24 – Posição dos furos de sondagens executados no terreno em estudo



(fonte: elaborado pelo autor)

Os relatórios de sondagem são apresentados no Anexo A deste trabalho, neles foi possível detectar a presença de solos considerados moles ( $NSPT < 5$ ) nos furos de sondagem 02, 03 e 04, confirmando a ideia inicial da presença deste tipo de material nesta região e se fazendo então necessária a ampliação das técnicas de sondagem, com o uso de piezocone, palheta e ensaios de laboratório.

#### 4.2.2 Ensaios de piezocone (CPTU)

Os ensaios de penetração de cone (CPTU) foram realizados junto aos furos de sondagem SPT 02 e 04, pois estes são os que apresentaram camadas de solo mole mais próximas à superfície e considerados mais críticos à questão do adensamento da fundação, necessitando assim de análises mais criteriosas. As duas verticais foram limitadas a uma profundidade de 8m, sendo esta suficiente para atravessar por completo as camadas de solo mole.

Foram também realizados ensaios de dissipação de poropressões em conjunto com os ensaios de CPTU, posicionados no centro das camadas de solo mole determinadas no perfil geotécnico do ensaio SPT (6 metros de profundidade para CPTU-02 e 5 metros de profundidade para CPTU-04), resultando assim em dois ensaios de dissipação, um para cada ensaio de CPTU.

Os boletins das sondagens de penetração de cone são apresentados no Anexo B deste trabalho, já os ensaios de dissipação de poropressões são apresentados no Anexo C. Seus resultados confirmam a presença dos solos moles, devido ao excesso de poropressões gerado durante o ensaio.

#### 4.2.3 Ensaios de palheta

Foi realizado também um ensaio de palheta no local da obra, ao lado do furo de sondagem CPTU-02, fazendo-se possível que seja feita a calibração do fator de cone  $N_{kt}$  para os ensaios de CPTU.

O ensaio foi limitado a uma profundidade de 7 metros, sendo feita uma verificação da resistência não drenada a cada 50 centímetros de avanço.

Os boletins desta sondagem são apresentados no Anexo D deste trabalho.

### 4.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Como complementação às investigações geotécnicas realizadas *in situ*, foram coletadas amostras do solo com a utilização de amostrador do tipo *Shelby* junto com a execução dos ensaios de penetração de cone CPTU-02 e CPTU-04, nas profundidades tal como indicadas na Tabela 1.



Tabela 1- Identificação das amostras de solo coletadas em campo

FURO	AMOSTRA	ESTADO	PROFUNDIDADE (m)
02	1	Indeformada	1,20-1,80
02	2	Indeformada	5,70-6,30
04	1	Indeformada	2,70-3,30
04	2	Indeformada	4,70-5,30

(fonte: elaborada pelo autor)

A partir das amostras coletadas, foram executados ensaios de caracterização dos materiais, ensaios oedométricos e ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU).

### 4.3.1 Caracterização dos solos

Para a caracterização dos materiais coletados, foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento, granulometria por sedimentação, ensaios de limites de Atterberg, ensaios de umidade natural, peso específico natural e massa específica dos grãos.

Os resultados dos ensaios de caracterização são explicitados no Anexo E deste trabalho. A seguir, na Tabela 2, é apresentado um quadro resumo com os parâmetros encontrados nos ensaios de caracterização para cada amostra coletada.

Tabela 2 – Tabela resumo dos parâmetros geotécnicos obtidos no ensaio de caracterização

<b>Furo:</b>	02	02	04	04
<b>Amostra:</b>	1	2	1	2
<b>Profundidade da amostra (m):</b>	1,20 – 1,80	5,70 - 6,30	2,70 – 3,30	4,70 – 5,30
<b>Profundidade do topo do CP (m):</b>	1,70 – 1,80	6,20 – 6,30	3,20 – 3,30	4,20 – 5,30
<b><math>\rho_s</math> (g/cm<sup>3</sup>):</b>	2,58	2,69	2,65	2,61
<b><math>W_{nat}</math> (%):</b>	25,4	29,2	27,4	44,9
<b><math>\gamma_n</math> (g/cm<sup>3</sup>):</b>	1,94	1,94	1,96	1,72

<b><math>\gamma_d</math> (g/cm<sup>3</sup>):</b>	1,54	1,51	1,54	1,18
<b>Pedregulho (%):</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Areia grossa (%):</b>	1,10	1,84	0,31	0,20
<b>Areia média (%):</b>	6,32	2,56	2,80	0,78
<b>Areia fina (%):</b>	26,94	28,87	28,21	18,72
<b>Silte (%):</b>	36,63	18,72	30,13	32,84
<b>Argila (%):</b>	29,01	48,01	38,55	47,46
<b>D<sub>10</sub> (mm):</b>	-	-	-	-
<b>D<sub>30</sub> (mm):</b>	0,0022	-	-	-
<b>D<sub>50</sub> (mm):</b>	0,0084	0,0050	0,0093	0,0025
<b>D<sub>60</sub> (mm):</b>	0,0308	0,0215	0,0218	0,0062
<b>W<sub>L</sub> (%):</b>	38	53	43	55
<b>W<sub>P</sub> (%):</b>	16	26	17	21
<b>IP (%):</b>	22	27	26	34

(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando-se os resultados do ensaio de caracterização, percebe-se a presença das argilas moles nas profundidades coletadas, com mais concentração (superior a 40%) nas camadas mais moles registradas no ensaio de penetração de cone.

Nota-se que não se tratam de argilas moles orgânicas, conhecidas por serem bastante escuras (cinza escuro tendendo ao preto) e facilmente encontradas na região do aeroporto Salgado Filho.

As argilas moles presentes no local da obra possuem misturas com siltes e areias, como visto nos fracionamentos do ensaio, mas mesmo assim são consideradas camadas compressíveis por apresentarem excesso de poropressões nos ensaios de penetração de cone, e devem ser estudadas a fundo para que se possa estimar os efeitos que sofrerão ao serem carregadas com tensões provenientes do aterro a ser posicionado acima das mesmas.

### 4.3.2 Ensaio de adensamento oedométrico

Foram realizados ensaios de adensamento para as quatro amostras coletadas em campo, com o objetivo de determinar as características relativas ao comportamento à compressão do solo em questão, ou seja, parâmetros que possibilitem estimar a magnitude e a velocidade da ocorrência dos recalques nas fundações do aterro.

Os resultados obtidos no ensaio, bem como os parâmetros estimados pelo laboratório para o material, são apresentados no Anexo F deste trabalho.

### 4.3.3 Ensaio triaxial UU

Foram ainda executados ensaios triaxiais não consolidados não drenados para as quatro amostras coletadas em campo, com o objetivo de determinar as características de resistência ao cisalhamento do solo em estudo.

A escolha pelo ensaio triaxial não consolidado e não drenado se justifica pelo comportamento típico das fundações de um aterro sobre solos moles, onde todas as tensões geradas nas fundações pelo acréscimo de cargas proveniente da massa de aterro, é inicialmente suportada pelo conjunto solo e água, até que esta última seja dissipada pelo processo de adensamento. Assim, o parâmetro chave para a análise de estabilidade é a resistência ao cisalhamento não drenada, determinada através do ensaio triaxial UU.

Os resultados dos ensaios, bem como os valores para a resistência ao cisalhamento não drenada das amostras são apresentados no Anexo G deste trabalho.

Tabela 3 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais

<b>Ensaio triaxial</b>				
<b>Furo de sondagem:</b>	2	2	4	4
<b>Profundidade (m):</b>	1,75	6,25	3,25	5,25
<b>Su (kPa):</b>	40	34	63	44

(fonte: elaborado pelo autor)

## 4.4 SELEÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

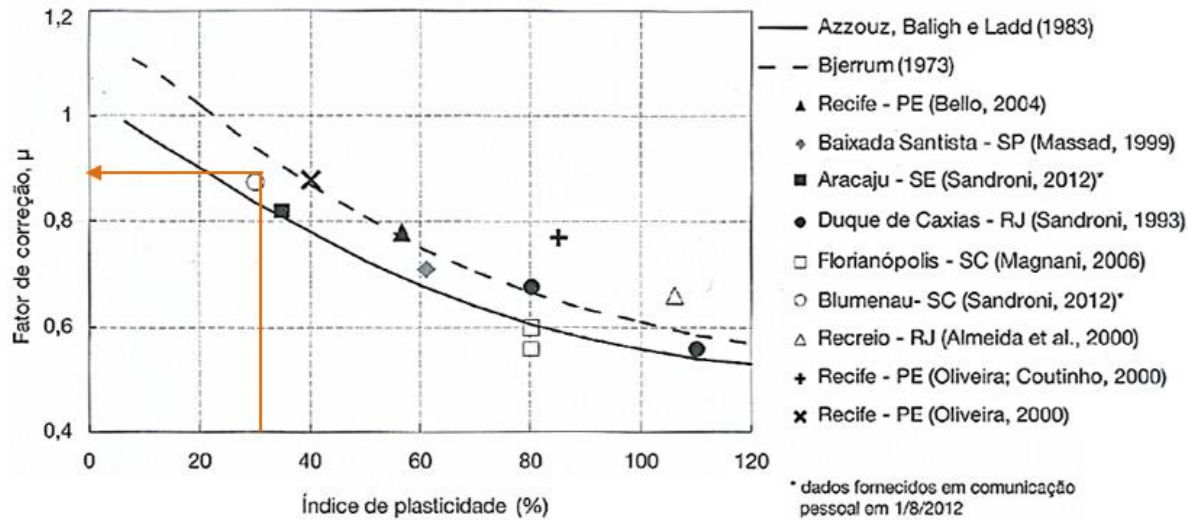
A partir da interpretação dos diversos ensaios realizados em campo e em laboratório, foi possível a realização de correlações entre ensaios e parâmetros, para que assim fosse feita a correta determinação dos parâmetros geotécnicos a serem utilizados no projeto.

A seguir, são apresentadas as relações e interpretações feitas a respeito dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório.

### 4.4.1 Calibração do fator de capacidade de carga do cone, $N_{kt}$

Para os ensaios de penetração de cone (CPTU), executados nos furos de sondagem 02 e 04, é necessária a calibração do  $N_{kt}$ , fator de capacidade de carga do cone e determinante para a estimativa dos valores de  $S_u$  (resistência ao cisalhamento não drenada do solo), que foi feita utilizando os resultados do ensaio de palheta realizado ao lado do furo de sondagem 02.

Para tanto, é necessário que se aplique um fator de correção ( $\mu$ ) nos dados de resistência ao cisalhamento fornecidos pela palheta, que corrige os valores para efeitos de velocidade de carregamento, anisotropia e fluência. Este fator de correção é determinado a partir de uma curva sugerida por Bjerrum (1973, apud SCHNAID, 2012) e que é inversamente proporcional ao índice de plasticidade (IP) do material. Como mostram os ensaios de caracterização apresentados no item 4.3.1 deste trabalho, o índice de plasticidade para os materiais em estudo não ultrapassa os 34%, estando sua média próxima de 27%. Portanto, aplicando-se o índice de plasticidade de 27% na curva sugerida por Bjerrum, chega-se a um valor de aproximadamente 0,9 para o fator de redução ( $\mu$ ) da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), como mostra a Figura 25 apresentada a seguir, sendo este o valor adotado para o desenvolvimento dos cálculos.

Figura 25 – Determinação do fator de redução  $\mu$ , conforme Bjerrum

(fonte: adaptado de SCHNAID, 2012, p. 132)

Na Tabela 4, são apresentados os valores de  $S_u$  e  $N_{kt}$  para o ensaio de palheta realizado no furo de sondagem 02. Estes valores de  $N_{kt}$  também serviram de parâmetro para a calibração do ensaio de penetração de cone realizado no furo de sondagem 04, visto que pela proximidade dos mesmos tratam-se de perfis geológicos bastante similares e, portanto, justifica-se a extrapolação de dados.

Tabela 4 – Resultados do ensaio de palheta e valores de  $N_{kt}$ 

Ensaio de palheta - Furo de sondagem 02								
Z [m]	M ind. [N.m]	Atrito ind. [N.m]	Diâmetro palheta [m]	Su ind. [kPa]	Su ind. corrigido [kPa]	qt [kPa]	$\sigma_v$ [kPa]	$N_{kt}$
-1,0	24,8	1,4	0,065	23,3	21,0	304,5	19,0	28,8
-1,5	69,7	4,6	0,065	64,9	58,4	560,3	28,5	8,8
-2,0	38,3	1,5	0,065	36,7	33,0	660,4	38,0	17,5
-2,5	75,8	3,6	0,065	72,0	64,8	1045,9	47,5	14,9
-3,0	60,5	1,8	0,050	128,5	115,7	1801,5	56,4	15,2
-3,5	101,3	1,6	0,050	218,4	196,6	2017,2	64,9	10,1
-4,0	86,0	1,7	0,050	184,5	166,0	1653,5	73,4	9,7
-4,5	53,2	4,1	0,050	107,5	96,8	1241,2	81,9	11,9
-5,0	41,4	3,7	0,050	82,6	74,3	912,0	91,4	11,6
-5,5	38,3	2,5	0,050	78,3	70,4	1198,8	100,9	14,8
-6,0	46,3	4,2	0,050	92,1	82,9	835,8	110,4	9,4
-6,5	41,8	3,1	0,050	84,6	76,2	1108,9	119,9	12,0
-7,0	37,0	1,5	0,050	77,8	70,0	590,5	129,4	6,4
-7,5	53,1	3,8	0,050	108,0	97,2	1089,5	138,9	11,8

(fonte: elaborado pelo autor)

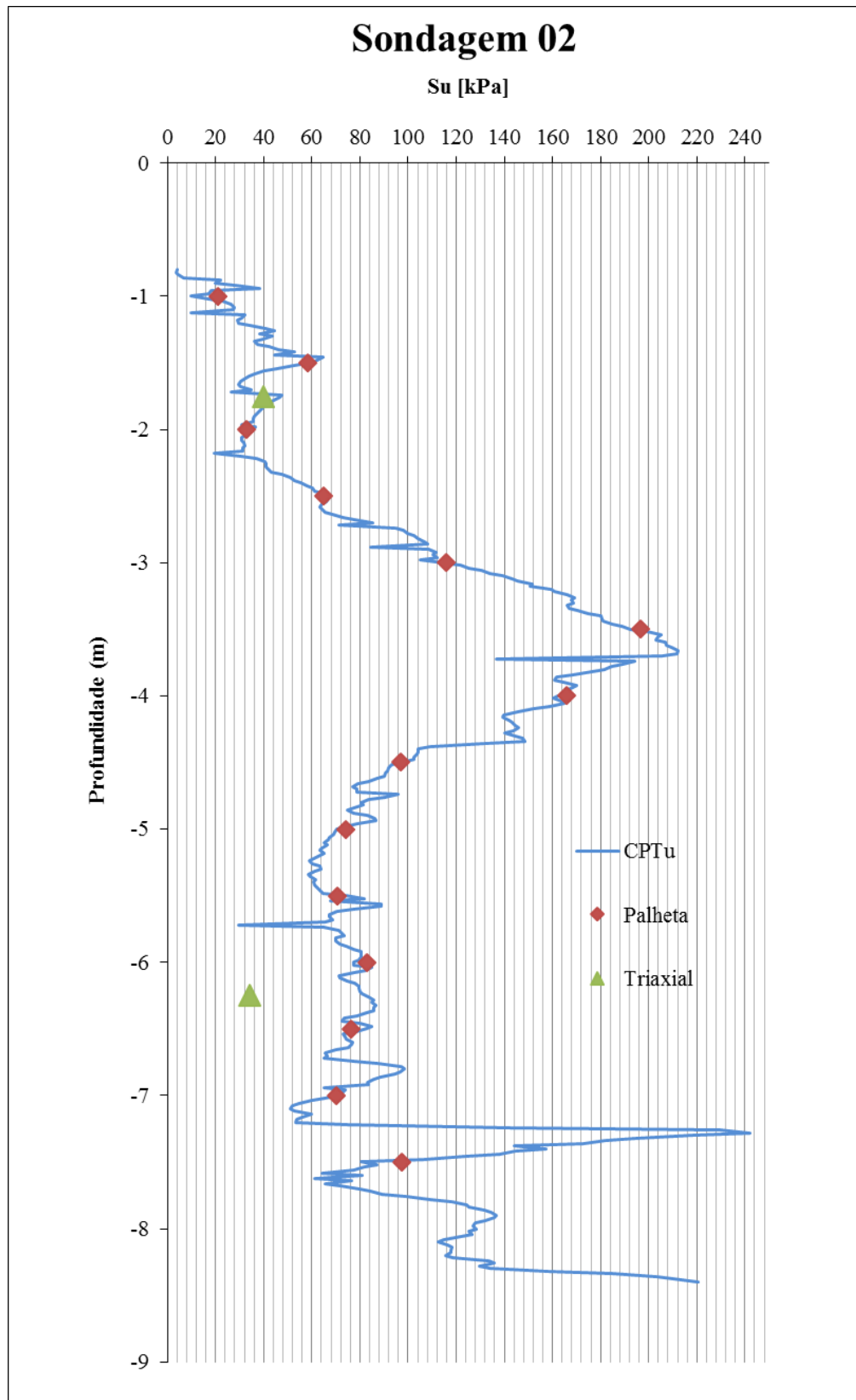
Foi suprimida a apresentação dos parâmetros de  $S_u$  e  $N_{kt}$  para os dados de torque em situação amolgada, pois o projeto em desenvolvimento não envolve análises de rupturas com grandes deformações, onde já se ultrapassaria o estado limite de serviço do aterro. Portanto, apresenta-se apenas valores de  $S_u$  e  $N_{kt}$  para a situação indeformada da argila, onde se encontra a sua resistência de pico, antes de ocorrer qualquer reorientação de partículas.

Analisando-se os valores de  $N_{kt}$  encontrados na correlação entre o ensaio de palheta e o CPTU realizados no furo de sondagem 02, apresentados na Tabela 4, percebe-se perfeita coerência nos resultados, os quais estão em uma média de 13,06, sendo 12 a média encontrada na bibliografia para as argilas da região metropolitana de Porto Alegre, segundo Schnaid (2012, p. 90).

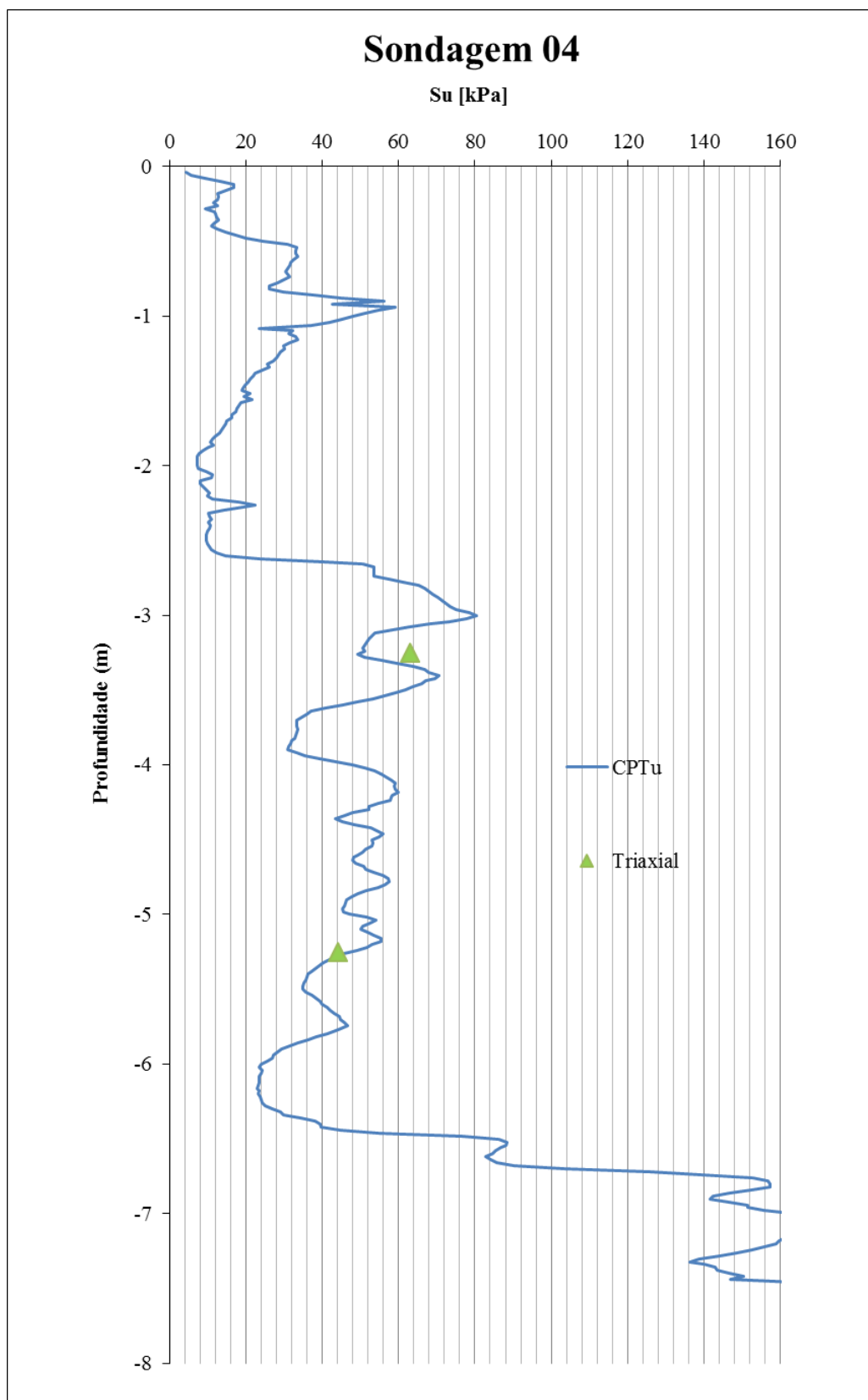
Calibrado o valor de  $N_{kt}$  para os ensaios de penetração de cone, foi possível traçar um perfil de resistência ao cisalhamento não drenada do solo ( $S_u$ ) em função da profundidade, onde também foram adicionados os valores de  $S_u$  encontrados nos ensaios triaxiais UU (não consolidado e não drenado) realizados, como mostram a Figura 26 e Figura 27.

No perfil de resistência do solo para o furo de sondagem 02, representado pela Figura 26, percebe-se que o ensaio triaxial confirmou o patamar de resistências para a amostra coletada na profundidade entre 1,20 e 1,80 metros (amostra S17768). Já para a amostra coletada na profundidade entre 5,70 e 6,30 metros (amostra S17769), nota-se um valor de  $S_u$  deslocado do patamar de resistências lidas pelo ensaio de palheta e pelo CPTU no local. Fatores que podem ser citados como influenciadores desta discrepância para a amostra S17769 são o possível amolgamento da mesma ou que a cota do topo do CP tenha sido indicada erroneamente no ensaio, fazendo com que este triaxial tenha sido realizado a uma cota superior à indicada, pegando a estreita camada de baixa resistência observada no ensaio de penetração de cone.

O perfil de resistência para o furo de sondagem 04, apresentado na Figura 27, transmite perfeita coerência entre os ensaios triaxiais executados para as duas profundidades indicadas (amostras S17770 e S17771) e os valores encontrados no ensaio de penetração de cone, confirmando o patamar de resistências indicado no gráfico.

Figura 26 – Perfil de resistência  $S_u$  em função da profundidade para a sondagem 02

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 27 – Perfil de resistência  $S_u$  em função da profundidade para a sondagem 04

(fonte: elaborado pelo autor)



#### 4.4.2 Parâmetros geotécnicos provenientes do ensaio oedométrico

Para os ensaios de adensamento oedométrico realizados, foi feita verificação da qualidade das amostras de acordo com a metodologia apresentada por Coutinho et al (1998). O método sugere classificações para o material, que avaliam o seu grau de amolgamento de acordo com a diferença entre índice de vazios inicial da amostra e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo. O resultado desta análise é o que segue na Tabela 5.

Tabela 5 – Análise de qualidade das amostras para o ensaio oedométrico

Análise de qualidade das amostras				
Furo de sondagem:	2	2	4	4
Amostra:	S17768	S17769	S17770	S17771
Profundidade (m):	1,70 - 1,80	6,20 - 6,30	3,09 - 3,12	5,20 - 5,30
e0:	1,005	0,664	0,846	1,070
$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> ):	19,370	52,720	24,410	43,650
e insitu:	0,850	0,630	0,830	0,970
$\Delta e$ :	0,155	0,034	0,016	0,100
$\Delta e/e_0$ :	0,154	0,051	0,019	0,093
Qualidade:	Muito ruim	Boa	Muito boa a excelente	Transição regular/ruim

(fonte: elaborado pelo autor)

Como conclusão da análise de qualidade das amostras, têm-se que apenas a amostra S17768 (furo de sondagem 02, profundidade entre 1,7 e 1,8 metros) apresentou comportamento amolgado, tendo sofrido algum tipo de perturbação entre as etapas de coleta e ensaio.

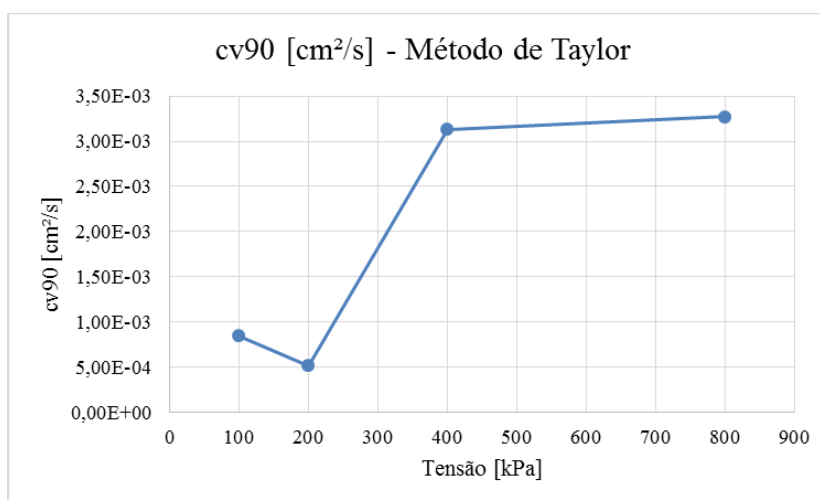
No ensaio de adensamento oedométrico, o comportamento esperado para o material é, ao passo que se diminui o índice de vazios com os incrementos de carga e o conseqüente adensamento da amostra, que se reduzam em magnitude os parâmetros de compressibilidade e condutividade hidráulica, com a justificativa lógica de que, ao se diminuïrem os vazios no material, seja dificultado o fluxo no seu interior e, portanto, diminuïda a velocidade de adensamento.

Para a verificação deste comportamento, foram plotados gráficos relacionando os carregamentos aplicados nas amostras em função dos parâmetros de compressibilidade ( $c_{v90}$ ), de condutividade hidráulica ( $k_{v90}$ ) e de tempo de adensamento ( $t_{90}$ ), todos determinados pelo método da raiz do tempo de Taylor.

Verificados os resultados gerados pelos gráficos, percebeu-se comportamento bastante incomum dos parâmetros para a amostra S17770, fazendo com que a mesma fosse descartada das análises.

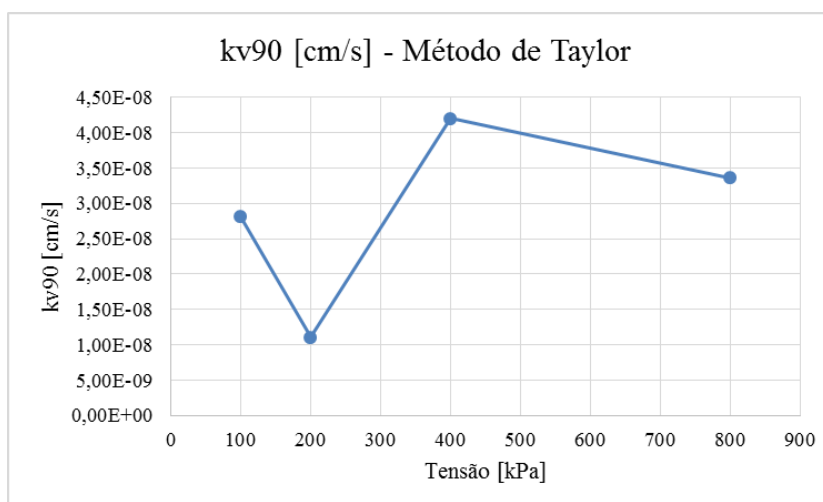
Os gráficos que demonstram o comportamento incomum da amostra S17770, para o furo de sondagem 04 e profundidades de 3,09 a 3,12 metros, são apresentados na Figura 28, Figura 29 e Figura 30.

Figura 28 – Parâmetro  $c_{v90}$  em função da tensão para a amostra S17770

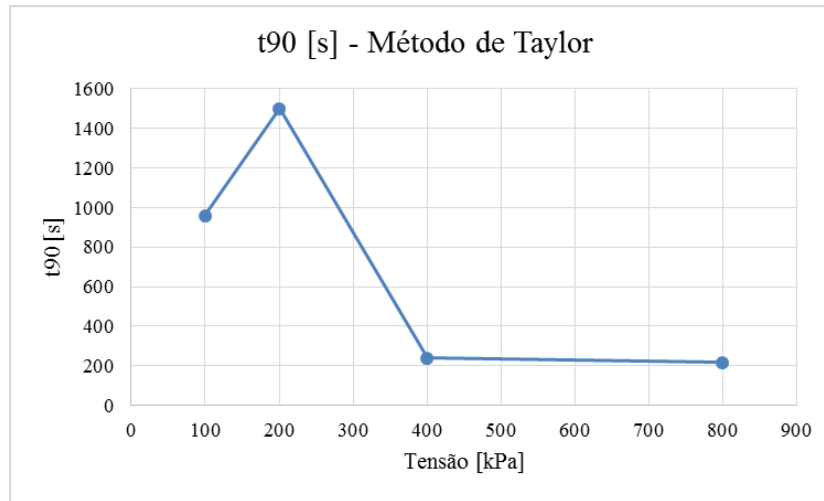


(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 29 – Parâmetro  $k_{v90}$  em função da tensão para a amostra S17770

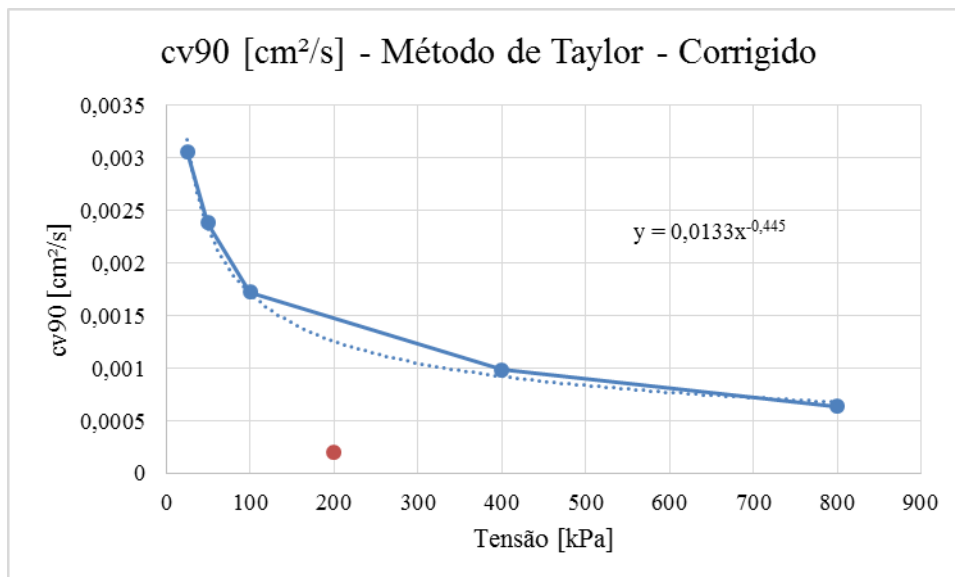


(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 30 – Parâmetro  $t_{90}$  em função da tensão para a amostra S17770

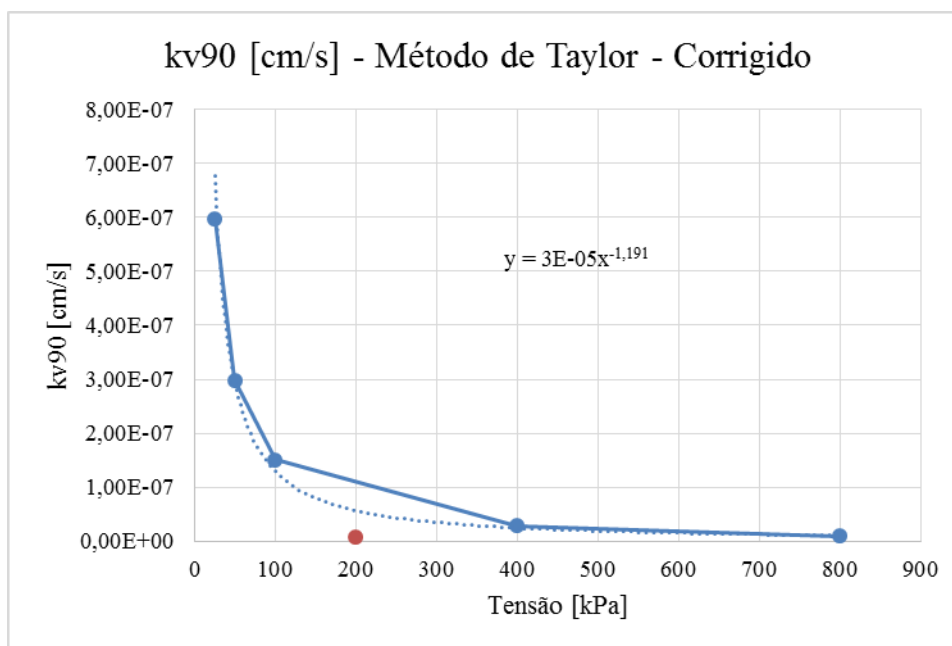
(fonte: elaborado pelo autor)

Já para a amostra S17768, quando plotados os gráficos de comportamento dos parâmetros  $c_{v90}$ ,  $k_{v90}$  e  $t_{90}$ , percebeu-se que um dos carregamentos realizados no ensaio resultou em valores extremamente fora da curva, o que obrigou a exclusão dos parâmetros para este nível de tensões e o respectivo ajuste de curva para as demais tensões do ensaio, como é apresentado na Figura 31, Figura 32 e Figura 33.

Figura 31 – Parâmetro  $c_{v90}$  em função da tensão para a amostra S17768 com ajuste de curva

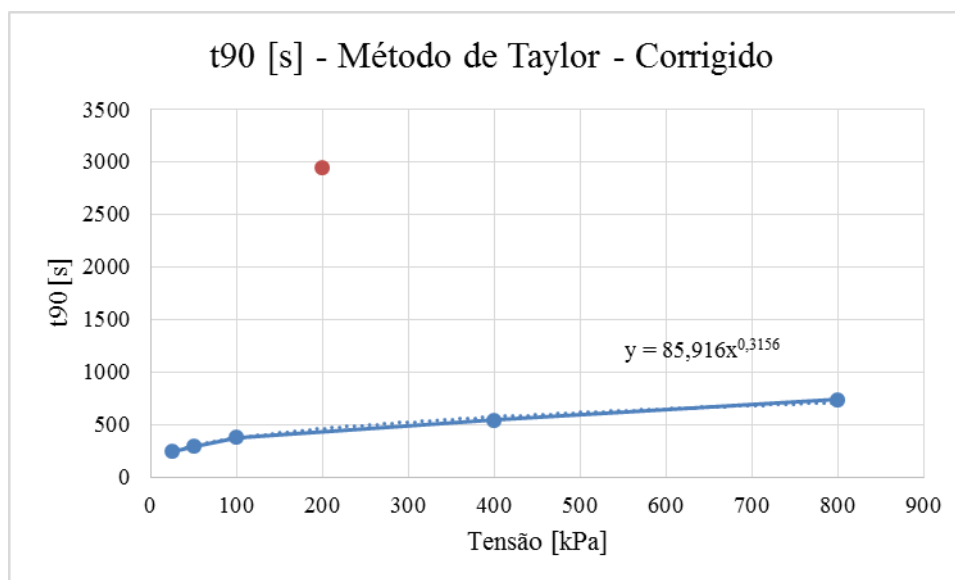
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Parâmetro  $k_{v90}$  em função da tensão para a amostra S17768 com ajuste de curva



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Parâmetro  $t_{90}$  em função da tensão para a amostra S17768 com ajuste de curva



(fonte: elaborado pelo autor)

A análise de qualidade das amostras realizada anteriormente apresentou resultados ruins para a amostra S17768, podendo esta ter sofrido algum tipo de amolgamento, o que justificaria o comportamento discrepante para o nível de tensões que teve de ser excluído dos resultados.

Já a amostra S17770, que fora completamente excluída por apresentar resultados extremamente incomuns, não encontra justificativa na análise de qualidade das amostras realizada, visto que nesta verificação seus resultados foram satisfatórios. O que pode justificar o comportamento dos parâmetros para esta amostra é alguma falha ocorrida durante o ensaio, que podem ter origens diversas, desde o manuseio incorreto do corpo de prova, a má operação do equipamento ou a sua calibração pífia.

#### **4.4.3 Parâmetros do ensaio de dissipação**

O ensaio de dissipação, realizado durante a execução do ensaio de penetração de cone, permite estimar valores para o coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) do solo. Este dado é importante nos cálculos de adensamento dos solos moles ali presentes, permitindo o levantamento do tempo necessário para que o recalque total seja obtido.

Foram realizados dois ensaios de dissipação, um para cada furo de sondagem do CPTU (02 e 04), nas profundidades onde se concentram as argilas moles detectadas nas sondagens à percussão, de modo a determinar parâmetros representativos dos materiais ali presentes.

A contagem dos tempos para a dissipação das poropressões provocadas pela penetração do cone são apresentadas na Tabela 6 e Tabela 7, junto com os parâmetros de resistência obtidos pelo cone nesta profundidade e os seus respectivos cálculos do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ).

Tabela 6 – Resultados obtidos a partir dos dados do ensaio de dissipação para o furo de sondagem 02

<b>Parâmetros do ensaio de dissipação</b>	
Tempo para 50%:	5543,250 [s]
Tempo final:	7745,250 [s]
Profundidade:	-6,000 [m]
qc:	799,100 [kPa]
qt:	835,820 [kPa]
$\sigma_v0$ :	110,400 [kPa]
Área do piezocone:	10,000 [cm <sup>2</sup> ]
Raio do piezocone:	0,018 [m]
G0:	36271,000 [kPa]
Su:	77,549 [kPa]
Ir:	467,717
T*:	0,245
<b>Ch:</b>	<b>3,043E-07 [m<sup>2</sup>/s]</b>
	<b>3,04E-03 [cm<sup>2</sup>/s]</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Resultados obtidos a partir dos dados do ensaio de dissipação para o furo de sondagem 04

<b>Parâmetros do ensaio de dissipação</b>	
Tempo para 50%:	12281,380 [s]
Tempo final:	15978,000 [s]
Profundidade:	-5,000 [m]
qc:	824,900 [kPa]
qt:	845,860 [kPa]
$\sigma_v0$ :	3,775 [kPa]
Área do piezocone:	10,000 [cm <sup>2</sup> ]
Raio do piezocone:	0,018 [m]
G0:	42104,232 [kPa]
Su:	47,243 [kPa]
Ir:	891,219
T*:	0,245
<b>Ch:</b>	<b>1,896E-07 [m<sup>2</sup>/s]</b>
	<b>1,90E-03 [cm<sup>2</sup>/s]</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Os valores obtidos para o coeficiente de adensamento horizontal das argilas moles para os dois furos de sondagem, se apresentou coerente com o esperado para este tipo de material. Trata-se de um solo pouco permeável, prolongando o seu adensamento por diversos meses, como será visto mais adiante neste trabalho.

#### 4.4.4 Resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados no projeto

Feita a compilação de todos os ensaios efetuados em campo e em laboratório, juntou-se os parâmetros encontrados para cada furo de sondagem, fazendo-se então a seleção dos mais representativos para cada região e os organizando em tabelas que são apresentadas no que segue.

Tabela 8 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para o furo de sondagem 01

Perfil de sondagem 01												
CAMADAS	cota [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	IP (%)	$\sigma'_{vm}$ [kPa]	OCR	Cr	Cc	Cv [m <sup>2</sup> /s]	e0	kh [cm/s]	Su [kPa]
Argila arenosa marrom com calça	0,00-0,70	15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-06	30
Argila siltosa cinza e amarela (mole a média)	0,70-3,70	17,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-06	40
Argila arenosa cinza e amarela (média a rija)	3,70-5,90	18,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-06	40
Alteração de siltito	5,90-6,15	21,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para o furo de sondagem 02

Perfil de sondagem 02												
CAMADAS	cota [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	IP (%)	$\sigma'_{vm}$ [kPa]	OCR	Cr	Cc	Cv [m <sup>2</sup> /s]	e0	kh [cm/s]	Su [kPa]
Camada Vegetal	0,0-0,6	15,00	-	-	-	-	-	-	0	-	2,0E-05	15
Argila siltosa cinza (muito mole a mole)	0,6-2,7	17,00	15,10	22,00	28,00	1,71	0,094	0,302	1,3E-07	1,005	1,1E-07	20
Argila cinza e amarela (mole a média)	2,7-4,5	17,00	-	-	-	-	-	-	0	-	2,0E-07	80
Argila siltosa cinza escura (muito mole a mole)	4,5-7,6	19,02	14,81	27,00	91,00	1,81	0,023	0,230	7,8E-08	0,664	4,8E-08	34
Argila cinza e amarela (média a rija)	7,6-10,7	17,00	-	-	-	-	-	-	0	-	2,0E-07	60

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para o furo de sondagem 03

Perfil de sondagem 03												
CAMADAS	cota [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	IP (%)	$\sigma'_{vm}$ [kPa]	OCR	Cr	Cc	Cv [m <sup>2</sup> /s]	e <sub>0</sub>	kh [cm/s]	Su [kPa]
Argila arenosa marrom com calça	0,00-1,00	15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-06	25
Argila siltosa (média)	1,00-5,50	17,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-07	40
Argila cinza e amarela (mole a média)	5,50-8,00	15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-07	20
Argila orgânica cinza (muito mole)	8,00-11,80	19,02	-	-	-	1,81	0,023	0,230	7,8E-08	0,664	4,8E-08	5
Alteração de siltito cinza (duro)	11,80-14,05	21,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 11 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para o furo de sondagem 04

Perfil de sondagem 04												
CAMADAS	cota [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	IP (%)	$\sigma'_{vm}$ [kPa]	OCR	Cr	Cc	Cv [m <sup>2</sup> /s]	e <sub>0</sub>	kh [cm/s]	Su [kPa]
Camada Vegetal	0,0-0,2	15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-06	15
Argila siltosa (muito mole)	0,2-2,6	17,00	-	-	-	1,71	0,094	0,302	1,3E-07	1,005	1,1E-07	8
Argila siltosa (mole)	2,6-5,0	17,00	15,10	26	-	1,71	0,094	0,302	1,3E-07	1,005	1,1E-07	30
Argila cinza (mole a média)	5,0-7,7	16,87	11,57	34	140	3,05	0,023	0,385	7,6E-08	1,070	4,2E-08	23
Areia fina (medianamente compacta)	7,7-12,65	20,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-05	-
Argila siltosa cinza (média)	12,65-13,7	19,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0E-06	90

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 12 – Resumo dos parâmetros geotécnicos para os materiais complementares

Materiais complementares			
CAMADAS	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_i'$ [°]	$c'$ [kPa]
Areia	16,00	30	-
Aterro	19,00	24	8
Aterro Freeway	19,00	22	8

(fonte: elaborado pelo autor)



#### 4.5 CAPACIDADE SUPORTE DA FUNDAÇÃO DO ATERRO

Devido às investigações geotécnicas terem identificado a presença de argilas moles no terreno de fundação dos aterros, o projeto deve seguir os procedimentos dispostos na norma PRO-381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998), a qual sugere soluções e recomenda verificações a serem feitas durante o projeto.

Os aterros que serão lançados no terreno com a instalação das alças de acesso rodoviárias possuem alturas expressivas, chegando a atingir os 9 metros de altura nos trechos mais próximos a rotatória.

Uma massa de grande altura de solo, quando lançado sobre um terreno pouco resistente, composto por materiais moles e compressíveis como é o caso da área em estudo, acarretam efeitos abaixo da superfície do terreno natural, tais como o seu adensamento ou o desenvolvimento de rupturas no seu interior.

Estes processos de ruptura ou de adensamento não são aceitos pela estrutura de aterro rodoviário, que não tem condições de absorver estes fenômenos ocorridos em sua fundação (tida como o maciço de solo situado abaixo da superfície do terreno natural).

Dentre as alternativas comumente utilizadas para a estabilização de aterros sobre solos moles, pode-se citar a aplicação de aterros leves, a substituição total da camada mole, uso de bermas de equilíbrio, construção por etapas, pré-carregamento ou sobrecarga temporária, geodrenos e sobrecarga temporária, geodrenos e sucção por vácuo, aterro estaqueado ou aterro reforçado com geossintéticos.

A opção por aterros leves deve ser excluída pela justificativa de a obra estar localizada em cota inferior a de cheia máxima do Rio Gravataí, que cruza ao lado da região de implantação do canteiro, o que sujeitaria o aterro à possibilidade de flutuação.

A substituição total da camada mole não é viável por existirem camadas mais profundas e mais espessas do que 3 metros, que é o limite aceitável para a execução deste tipo de solução.

A pequena magnitude da obra faz com que a opção de construção por etapas não seja viável, visto que não há a possibilidade de transferência de equipes de trabalho para outros trechos, fazendo com que estas fossem mobilizadas e desmobilizadas a cada etapa de carregamento, elevando demais o custo da obra.

As soluções com aplicação de vácuo ou instalação de estacas são aceitáveis no ponto de vista prático para a obra, mas são inicialmente descartadas por possuírem um custo mais elevado em relação as alternativas de aplicação de geodrenos e geossintéticos com sobrecarga temporária, sendo esta última a solução aferida como mais vantajosa para o local e, portanto, a que será desenvolvida no presente trabalho.

Nos itens a seguir, são detalhadas as análises realizadas a respeito destes dois processos de instabilização das fundações do aterro (o adensamento e as rupturas), bem como as soluções adotadas para a remediação das patologias provocadas pela espessa massa de aterro disposta.

#### **4.5.1 Quanto às análises de adensamento**

De acordo com a norma PRO-381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998), os adensamentos que ocorrem abaixo da estrutura de aterro rodoviário, para aterros classe I tal qual ao do presente trabalho, devem atingir 96% de sua magnitude para que não ocasionem problemas durante a operação da rodovia, tais como desnivelamentos ou rachaduras prejudiciais ao pavimento.

As análises se iniciam com a realização do cálculo da magnitude total dos recalques que a massa de argila mole provocará, ocasionados pelos adensamentos por ela sofridos. Posteriormente, faz-se a estimativa do tempo necessário para que 96% destes recalques ocorram, com a utilização das soluções de aceleração que serão propostas.

Os cálculos de magnitude e tempo de adensamento das argilas moles foram realizados de duas formas paralelas. Utilizaram-se cálculos analíticos tais como os explicitados no item 3.2 deste trabalho, os quais são formulações consagradas no meio geotécnico e servem de parâmetro para a calibração de técnicas mais avançadas de cálculo. Concomitante a estes, foi lançado mão de técnicas numéricas de elementos finitos fornecidas pelo software *Sigma/W*, da empresa Geo-Slope, comentadas nos itens 3.4 e 3.6.5 deste trabalho, o qual permite uma análise que

contempla o cenário global da obra em questão, com a inter-relação entre elementos da solução geotécnica, desde que corretamente amparada pelas análises analíticas e por parâmetros representativos dos materiais existentes.

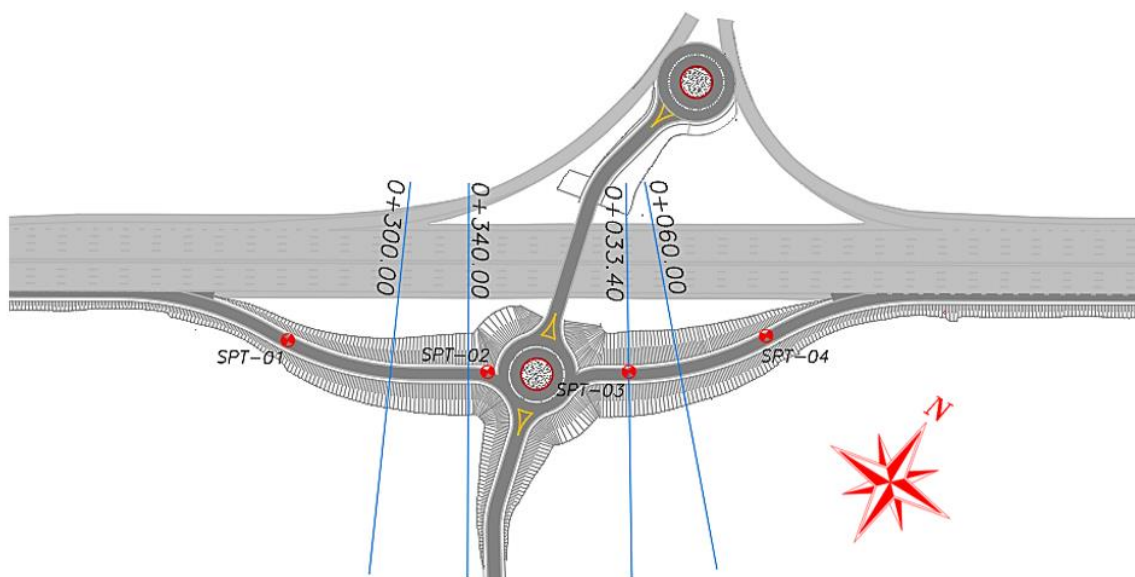
As análises, tanto de adensamentos quanto de estabilidade, foram realizadas em quatro seções tipo diferentes, sendo que cada uma representa um dos quatro furos de sondagem realizados na área. Para representar cada furo de sondagem, fora escolhida a seção transversal considerada mais crítica no ponto de vista geotécnico, com a maior altura de aterro combinada com as maiores larguras de base, entendendo-se que as alturas elevadas de aterro provocam carregamentos acentuados nas fundações e as maiores larguras de base causam o aprofundamento do bulbo de tensões.

As seções tipo que representam cada furo de sondagem são as que seguem:

- d) Furo de sondagem 01: seção tipo 0+300,00m;
- e) Furo de sondagem 02: seção tipo 0+340,00m;
- f) Furo de sondagem 03: seção tipo 0+033,40m;
- g) Furo de sondagem 04: seção tipo 0+060,00m.

A Figura 34 apresenta a posição das seções tipo em planta baixa, escolhidas como representativas para cada um dos quatro furos de sondagem executados no terreno.

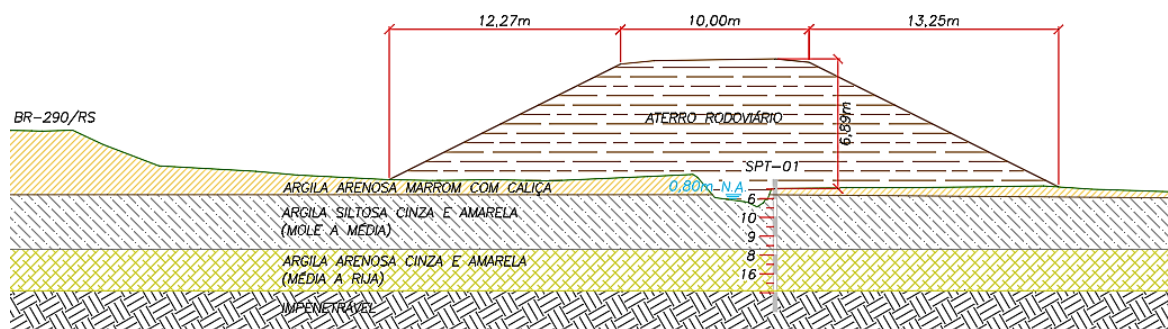
Figura 34 – Posição das seções tipo selecionadas para o projeto geotécnico



(fonte: elaborado pelo autor)

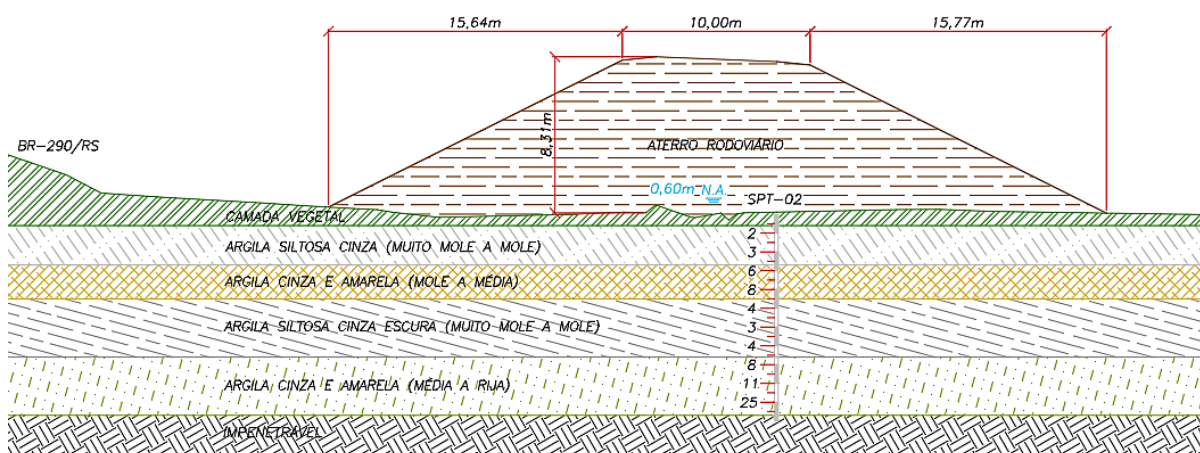
Abaixo, são apresentadas as quatro seções tipos utilizadas no dimensionamento geotécnico, destacando o perfil geológico determinado através dos ensaios SPT.

Figura 35 – Seção 0+300,00, seção tipo para o furo de sondagem 01



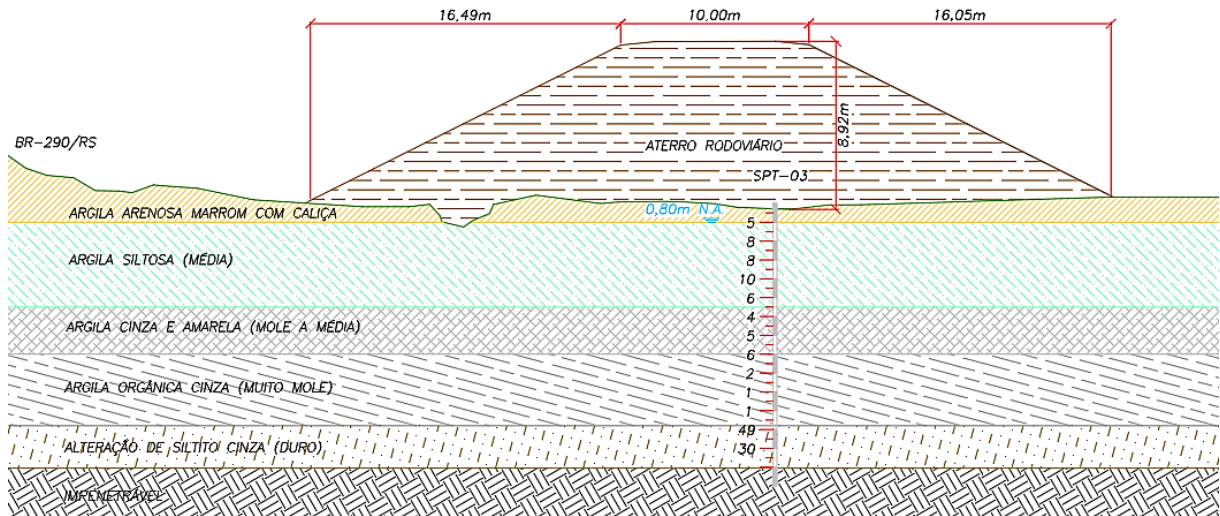
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36 – Seção 0+340,00, seção tipo para o furo de sondagem 02



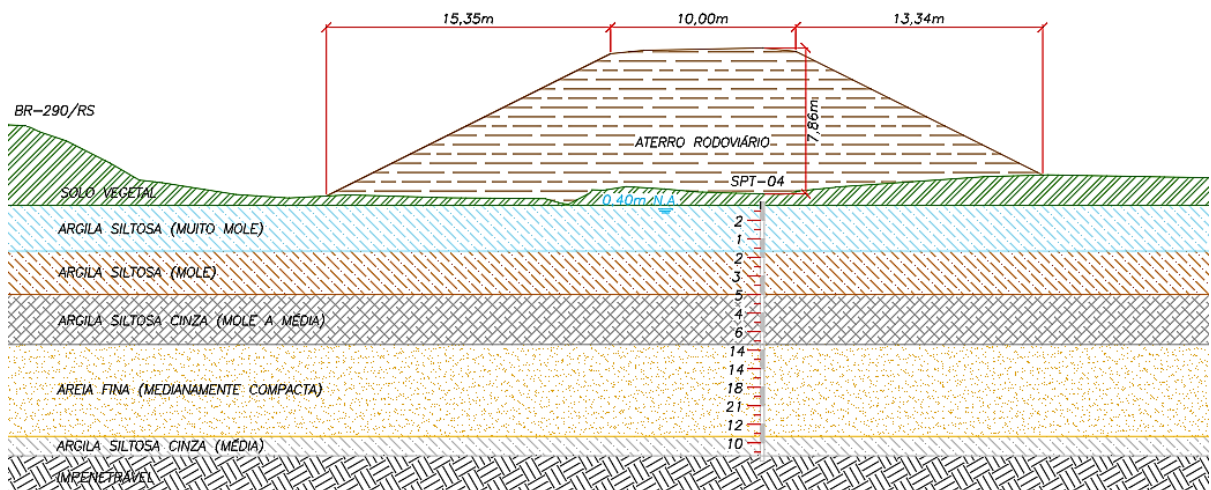
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37 – Seção 0+033,40, seção tipo para o furo de sondagem 03



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 38 – Seção 0+060,00, seção tipo para o furo de sondagem 04



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos itens a seguir, são detalhadas as análises realizadas para cada seção tipo, junto com as soluções adotadas e suas respectivas características.

#### 4.5.1.1 Furo de sondagem 01, seção tipo 0+300,00m

Esta seção tipo, representando o primeiro furo de sondagem, não possui presença de solos moles por estar posicionada no encontro de camadas residuais com as sedimentares moles do delta do

Rio Gravataí. Portanto, esperam-se valores próximos de zero para a magnitude dos recalques que devem ali ocorrer.

Assim, para esta seção tipo, fez-se apenas a estimativa dos recalques elásticos que devem ocorrer na sua fundação devido ao carregamento proveniente do corpo de aterro a ser lançado. Estes deslocamentos verticais ocorrem totalmente durante a fase de construção da obra, não se propagando durante a sua fase de operação e, por este motivo, não demandam demasiada atenção do projetista.

Para verificar a magnitude deste fenômeno, foi preciso determinar o módulo de elasticidade (E) para os materiais que compõe o maciço subjacente, sendo desenvolvido de acordo com o exposto por Schnaid (2012, p. 49) para materiais residuais, como segue:

$$E = 2,01 \times N_{SPT,60} \quad (\text{equação 31})$$

Sendo:

E: módulo de elasticidade do material, em MPa;

$N_{SPT,60}$ : número de golpes da sondagem à percussão, corrigido para o nível de energia aplicada.

#### 4.5.1.1.1 Modelo analítico

O desenvolvimento dos cálculos para esta seção, abordados por métodos analíticos, previu apenas estimar a magnitude dos recalques elásticos, como já mencionado anteriormente.

A formulação utilizada provém da teoria da elasticidade, consagrada no meio geotécnico e apresentada em Knappett e Craig (2016, p. 230), conforme segue:

$$s = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E} \quad (\text{equação 32})$$

Sendo:

$s$ : deslocamento vertical, em m;

$q$ : pressão uniforme na superfície de uma massa semi-infinita, em kPa;

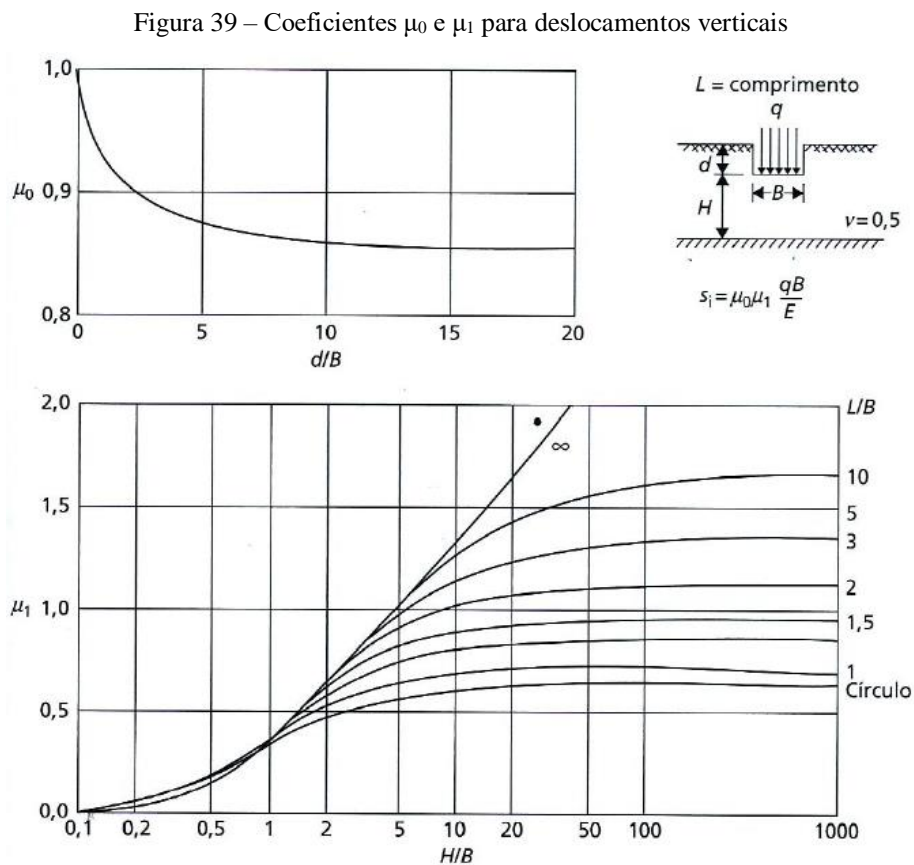
$B$ : menor dimensão, sendo uma área retangular, em m;

$E$ : módulo de elasticidade longitudinal do solo, em kPa;

$\mu_0$ : coeficiente que depende da profundidade do engastamento;

$\mu_1$ : coeficiente que depende da espessura da camada e do formato da área carregada.

Os coeficientes  $\mu_0$  e  $\mu_1$  são retirados dos gráficos apresentados na Figura 39.



(fonte: CHRISTIAN e CARRIER<sup>9</sup>, 1978; apud KNAPPETT e CRAIG, 2016, p.231)

<sup>9</sup> CHRISTIAN, J. T.; CARRIER III, W. D.; Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's chart reinterpreted. Canadian Geotechnical Journal, 15 (1), 123, 436.

Os resultados obtidos, após o desenvolvimento dos cálculos citados, são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Magnitude dos recalques pelo modelo analítico, seção 0+300,00

Prof. (m)	Nspt,60	E (MPa)	H aterro (m)	Y (kN/m <sup>2</sup> )	q (kPa)	B (m)	v	μ0	μ1	s (m)
0-3,8	11	22,1	6,9	19	131,1	35,5	0,5	1	0,05	0,01
3,8-6	15	30,2	6,9	19	131,1	35,5	0,5	1	0,1	0,02

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.5.1.1.2 Modelo numérico

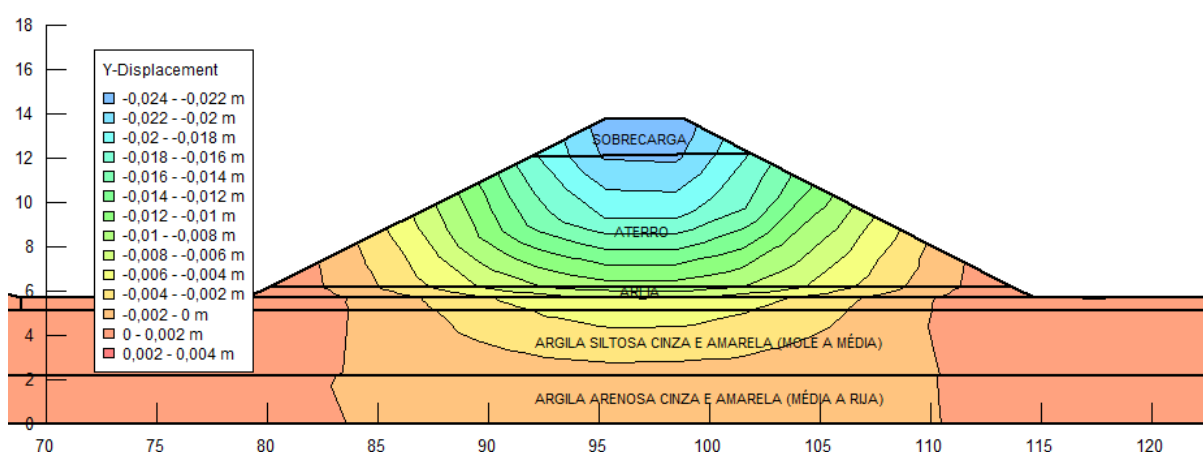
Para o desenvolvimento das análises numéricas pelo método dos elementos finitos, lançou-se mão do software *Sigma/W*, produzido pela empresa GeoSlope International.

Para esta seção de análise (0+300,00) foram considerados apenas os recalques elásticos, por não terem sido detectados solos moles nas sondagens de reconhecimento realizadas neste ponto.

Foi realizada também a adição de um aterro temporário, com espessura de 1,5m, simulando a aceleração de recalques que devem ocorrer nas demais seções que serão estudadas.

A Figura 40 apresenta os resultados da análise de recalques realizada para a seção em estudo.

Figura 40 – Modelo de deslocamentos em elementos finitos, seção 0+300,00



(fonte: elaborado pelo autor)



#### 4.5.1.2 Furo de sondagem 02, seção tipo 0+340,00

A região que abrange o furo de sondagem 02, representado pela seção 0+340,00, possui a presença de solos moles, de acordo com os resultados obtidos nos ensaios efetuados para o reconhecimento do terreno.

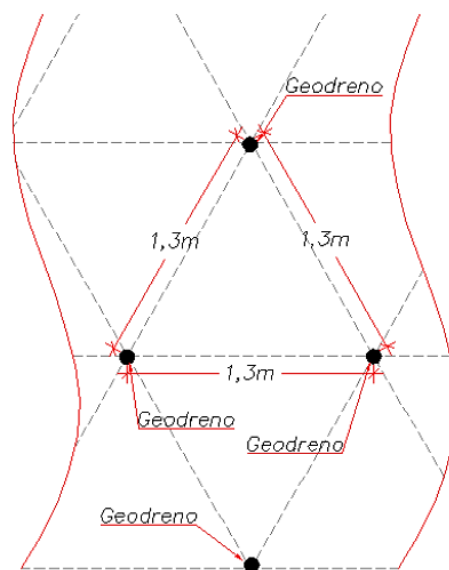
Por este motivo, as análises para esta situação são abordadas seguindo a teoria do adensamento, detalhadas no item 3.1 deste trabalho. Despreza-se os resultados referentes aos recalques elásticos, por se entender que estes se desenvolverão totalmente durante o alteamento do aterro e não provocarão prejuízos durante a operação da rodovia.

Para a aceleração dos recalques, foi adotada a aplicação de duas técnicas conjuntas, sendo o aterro de sobrecarga temporária e a cravação de geodrenos verticais.

Para o aterro de sobrecarga temporária, foi adotado um material com peso específico de  $19\text{kN/m}^3$  e 1,5m de altura, distribuído sobre toda a superfície do topo do aterro e em toda a sua extensão.

Os geodrenos foram aplicados em malha triangular, com espaçamento de 1,3m entre si, sendo este o menor espaçamento recomendado para que se evite a sobreposição de áreas de influência. A configuração dos geodrenos é apresentada na Figura 41.

Figura 41 – Distribuição dos geodrenos em planta baixa



(fonte: elaborado pelo autor)

A profundidade de cravação dos geodrenos foi definida como sendo até o fundo da última camada de argila mole, visto que as camadas inferiores a estas são consideradas não drenantes.

O geodreno utilizado possui seção transversal com dimensões de 0,5cm por 10cm, sendo este o tamanho padrão produzido por diversas fabricantes.

Ainda sobre o geodreno utilizado, quando da sua cravação, utiliza-se acessório geralmente metálico acoplado em sua extremidade, de modo a facilitar sua inserção no subsolo e proporcionar uma ancoragem no fundo da perfuração, fixando o geodreno e permitindo a retirada da haste de cravação sem que esta arraste o geodreno para fora de sua posição. Este acessório é denominado mandril de cravação, sendo que suas medidas em planta são de 0,094m por 0,188m, dimensões estas necessárias para a estimativa da área de influência do amolgamento gerado pelo processo de cravação.

Este amolgamento gerado pela cravação do mandril deve ser levado em conta nos cálculos do tempo necessário para o desenvolvimento dos adensamentos, pois a região amolgada proporciona uma redução da permeabilidade do solo, aumentando a duração do processo de adensamento. A relação de permeabilidade das zonas amolgada ( $k'_h$ ) e não amolgada ( $k_h$ ) foi adotada como possuindo o valor de 2,5 ( $k_h/k'_h=2,5$ ), de acordo com o sugerido por Indraratna et al.<sup>10</sup> (2005, apud ALMEIDA, 2014, p. 114).

Outro parâmetro importante utilizado nas análises de duração do adensamento é o coeficiente de anisotropia do solo, que responde pela diferença entre as permeabilidades vertical e horizontal das diversas camadas de solo presentes no perfil da área em estudo. Este é considerado um parâmetro com grande variabilidade, se levado em conta todo o universo de materiais, estratificações, incrustações e outras possibilidades que ocorrem no interior do maciço de solo, sendo assim de difícil estimativa e com impacto direto nos resultados finais.

Para a determinação do valor do coeficiente de anisotropia do solo, primeiramente se lançou mão de recomendações da bibliografia existente, sendo recomendado por Coutinho<sup>11</sup> (1976, apud ALMEIDA, 2014, p. 114) uma faixa de variação entre 1,5 e 2 ( $k_h/k_v$ ) para argilas moles

---

<sup>10</sup> INDRARATNA, B.; SATHANANTHAN, I.; BAMUNAWITA, C.; BALASUBRAMANIAM, A. S.; **Theoretical and numerical perspectives and field observations for the design and performance avaluation of embankments constructed on soft marine clay.** Elsevier Geo-Engineering Book Series, v. 3, Ground Improvement – Case Histories. Oxford: Elsevier, 2005, p. 51-89.

<sup>11</sup> COUTINHO, R. Q.; **Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense.** Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1976.

brasileiras. Em seguida, fez-se uma relação entre os valores de  $C_v$  determinados pelos ensaios de adensamento oedométrico e os valores de  $C_h$  encontrados nos ensaios de dissipação efetuados no local, exprimindo valores que variaram entre 2,5 e 3,9 para os diferentes pontos analisados. Por fim, optou-se por não utilizar a média destes valores anteriormente citados por não se saber com certeza o potencial de abrangência dos mesmos, devido aos poucos pontos coletados. Adotou-se o valor de 2 para o coeficiente de anisotropia ( $k_h/k_v$ ), por se situar dentro da faixa recomendada pela literatura, abaixo do encontrado em campo (próximo do valor inferior, não diferindo demasiadamente) e considerado como sendo o de menor risco para a obra em estudo.

#### 4.5.1.2.1 Modelo analítico

Após efetuados os cálculos, todos de acordo com as metodologias expostas nos itens 3.1 e 3.2 deste trabalho, chegou-se aos seguintes resultados para a magnitude e tempo de adensamento para a região de abrangência da seção 0+340,00, furo de sondagem 02, explicitados na Tabela 14.

Tabela 14 – Resultados do cálculo analítico para o adensamento da seção 0+340,00

<b>Seção 0+340,00 - Sondagem 02</b>		
Total de recalques:	0,444	[m]
96% do total de recalques:	0,427	[m]
Tempo para 96% dos recalques, sem sobrecarga:	214	[dias]
Tempo para que ocorram 96% dos recalques, com sobrecarga:	111	[dias]

(fonte: elaborado pelo autor)

Como pode ser observado na Tabela 14, os recalques foram limitados a 96% do recalque total, como determina a normativa PRO-381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998, p.18). Sabe-se que, quando aplicada a sobrecarga sobre a massa de aterro, além do aumento da velocidade de desenvolvimento dos recalques, aumentam também as magnitudes destes deslocamentos verticais. Porém, o cálculo do total de recalques deve continuar referenciado na situação sem sobrecarga e, portanto, o tempo calculado na situação com sobrecarga é para que se atinja 96% do total de recalques da situação sem sobrecarga. Quando atingida esta data estimada (confirmada através de instrumentações), pode-se proceder com a retirada da massa de aterro de sobrecarga. Esta premissa é válida também para as demais seções que serão verificadas para o adensamento.

#### 4.5.1.2.2 Modelo numérico

Para a análise numérica dos deslocamentos causados pelo fenômeno do adensamento na seção 0+340,00, lançou-se mão do programa em elementos finitos Sigma/W, o qual possibilitou a modelagem completa de toda a configuração a ser instalada no local, podendo assim se ter uma resposta global do comportamento da estrutura.

No programa Sigma/W, efetuou-se o lançamento dos geodrenos até a superfície inferior da última camada de argila mole. O espaçamento entre geodrenos foi de 1,3m, como já comentado anteriormente.

Na interface entre geodrenos e o solo de fundação, criou-se uma camada de material responsável por simular o efeito de amolgamento do solo após a cravação do mandril. Esta região amolgada teve sua espessura definida de acordo com o exposto por Almeida (2014, p.114), que sugere um diâmetro da região amolgada igual a 2,3 vezes o diâmetro equivalente do mandril de cravação. Assim, utilizando os valores de 0,094m e 0,188m como sendo a seção transversal do mandril, chega-se a um diâmetro amolgado de aproximadamente 20cm, sendo este o valor utilizado na modelagem em elementos finitos.

Ainda quanto ao programa Sigma/W, deve-se atentar que a sua abordagem segue o conceito de deformações planas. Esta metodologia de análise não condiz com a configuração real dos geodrenos em campo, que se distribui em malha triangular e recebe a drenagem do solo em formato axial, ou seja, por todos os seus lados. Portanto, se fossem utilizados estes resultados diretamente no projeto, teriam-se valores superestimados para o tempo de adensamento, estimaria-se uma data de conclusão da obra muito aquém da realidade.

Para a resolução desta incompatibilidade, faz-se uma conversão nos parâmetros de permeabilidade do solo, para que saiam do conceito de deformações axiais e passem a trabalhar na metodologia do programa, em deformadas planas, assim o resultado por ele exprimido passa a representar a situação real de execução da obra. As transformações destes parâmetros foram desenvolvidas de acordo com o exposto por Rujikiatkamjorn e Indraratna (2008), e resultaram no que é apresentado na Tabela 15.

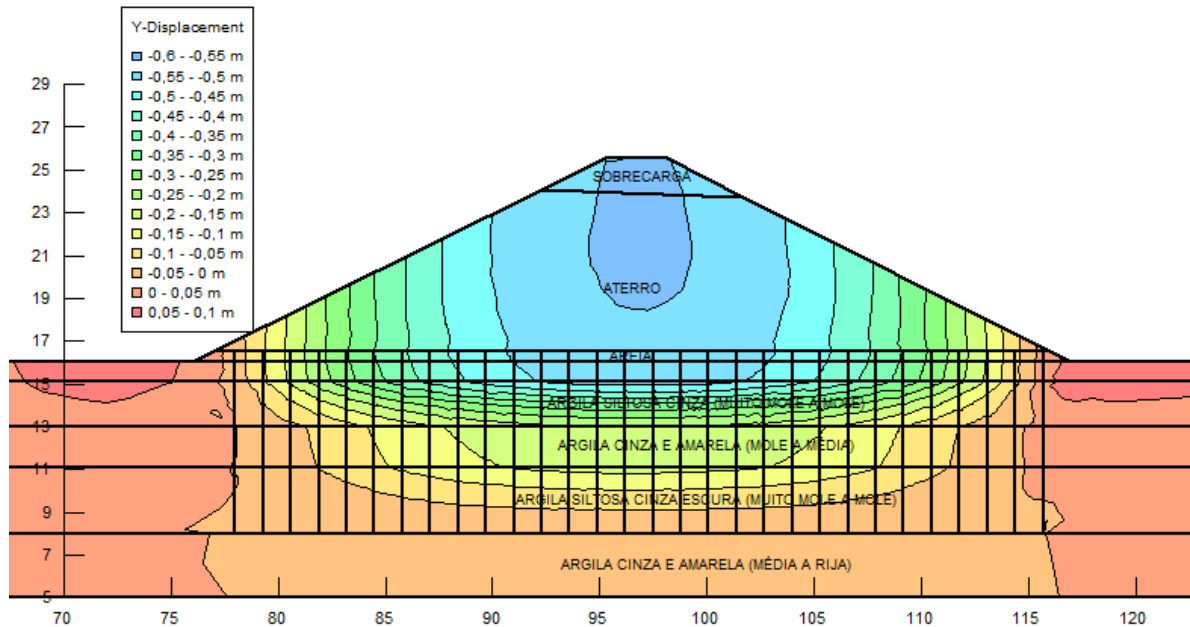
Tabela 15 – Resultado da transformação em deformações planas para os parâmetros do perfil de sondagem 02

Perfil de sondagem 02	Transformação para deformações planas			
	CAMADAS	kh,ax [m/dia]	kh,ps [m/dia]	ks,ax [m/dia]
Camada Vegetal	0,017280	0,0046199	0,006912	0,0018480
Argila siltosa cinza (muito mole a mole)	0,000097	0,0000260	0,000039	0,0000104
Argila cinza e amarela (mole a média)	0,000173	0,0000462	0,000069	0,0000185
Argila siltosa cinza escura (muito mole a mole)	0,000041	0,0000110	0,000017	0,0000044
Argila cinza e amarela (média a rija)	0,000173	0,0000462	0,000069	0,0000185

(fonte: elaborado pelo autor)

Os demais parâmetros seguem o que é apresentado no item 4.4.4 deste trabalho. A seguir, é apresentado o modelo em elementos finitos para a seção 0+340,00, elaborado no programa Sigma/W.

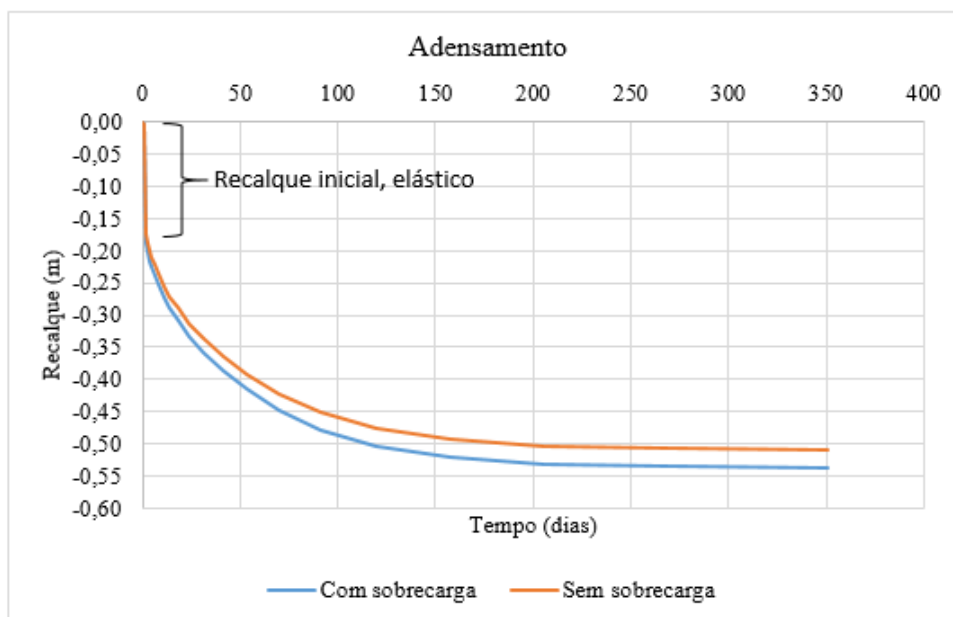
Figura 42 – Distribuição de deslocamentos verticais pelo método dos elementos finitos, seção 0+340,00



(fonte: elaborado pelo autor)

A distribuição dos adensamentos ao longo do tempo é apresentado na Figura 43, percebe-se claramente o trecho referente ao recalque inicial (elástico), o qual deve ser desconsiderado nas comparações com os cálculos pelo método analítico, que não levou em conta este tipo de deslocamento.

Figura 43 – Curva de adensamento pelo método de elementos finitos, seção 0+340,00



(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados desta análise são compilados na Tabela 16. Deve-se atentar que para o cálculo do tempo necessário para o desenvolvimento dos adensamentos, utiliza-se como referência o total de recalques na situação sem sobrecarga, para que então deste valor sejam extraídos os 96% de magnitude e comparados à situação com sobrecarga. O tempo necessário para o desenvolvimento dos recalques é definido quando os 96% de magnitude dos recalques na situação sem sobrecarga seja atingido na situação com sobrecarga. Quando este tempo é alcançado (com o respaldo de instrumentações instaladas em campo), é permitida a retirada do aterro de sobrecarga e o prosseguimento das obras de pavimentação.

Tabela 16 – Resultados do cálculo em elementos finitos para o adensamento da seção 0+340,00

<b>Seção 0+340,00 - Sondagem 02</b>		
Recalque inicial, elástico:	0,170	[m]
Total de recalques, sem sobrecarga e excluído o elástico:	0,332	[m]
96% do total de recalques sem sobrecarga:	0,482	[m]
Tempo para 96% dos recalques, sem sobrecarga:	140	[dias]
Tempo para que ocorram 96% dos recalques, com sobrecarga:	103	[dias]

(fonte: elaborado pelo autor)

Esperam-se diferenças nos resultados das análises em elementos finitos, se comparadas às análises analíticas, muito devido a metodologia de cálculo empregada. O software Sigma/W emprega o modelo de deformações Cam-Clay, comentada no item 3.4 deste trabalho, método este considerado mais complexo que a teoria do adensamento sugerida por Terzaghi, levando em conta também os parâmetros de resistência do solo para a estimativa da magnitude dos recalques que ocorrerão devido ao fenômeno do adensamento.

#### 4.5.1.3 Furo de sondagem 03, seção tipo 0+033,40m

O perfil geotécnico para o furo de sondagem 03 apresentou solos considerados moles somente a partir dos 8 metros de profundidade, e ainda em uma camada pouco espessa. Desse modo, esta seção tende a apresentar baixas magnitudes de recalques devidos ao adensamento, requerendo atenção especial apenas nas análises de estabilidade, devido à altura de aterro que ali será instalada.

##### 4.5.1.3.1 Modelo analítico

O desenvolvimento dos cálculos analíticos para esta seção segue todas as considerações feitas no item 4.5.1.2.1 deste trabalho, cujas metodologias foram detalhadas também nos itens 3.1 e 3.2.

A seguir, são apresentados os resultados das análises analíticas para a magnitude e tempo de adensamento da região que abrange o furo de sondagem 03.

Tabela 17 - Resultados do cálculo analítico para o adensamento da seção 0+033,40

<b>Seção 0+033,40 - Sondagem 03</b>			
Total de recalques:	0,114	[m]	
96% do total de recalques:	0,109	[m]	
Tempo para 96% dos recalques, sem sobrecarga:	217	[dias]	
Tempo para que ocorram 96% dos recalques, com sobrecarga:	101	[dias]	

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.5.1.3.2 Modelo numérico

Os cálculos em elementos finitos para a região abrangida pelo furo de sondagem 03 foram também desenvolvidos de acordo com o discretizado no item 4.5.1.2.2 deste trabalho.

Na Tabela 18 são apresentados os resultados das transformações dos parâmetros de condutividade hidráulica do solo em deformadas planas, necessário para a aplicação no software Sigma/W.

Tabela 18 - Resultado da transformação em deformações planas para os parâmetros do perfil de sondagem 03

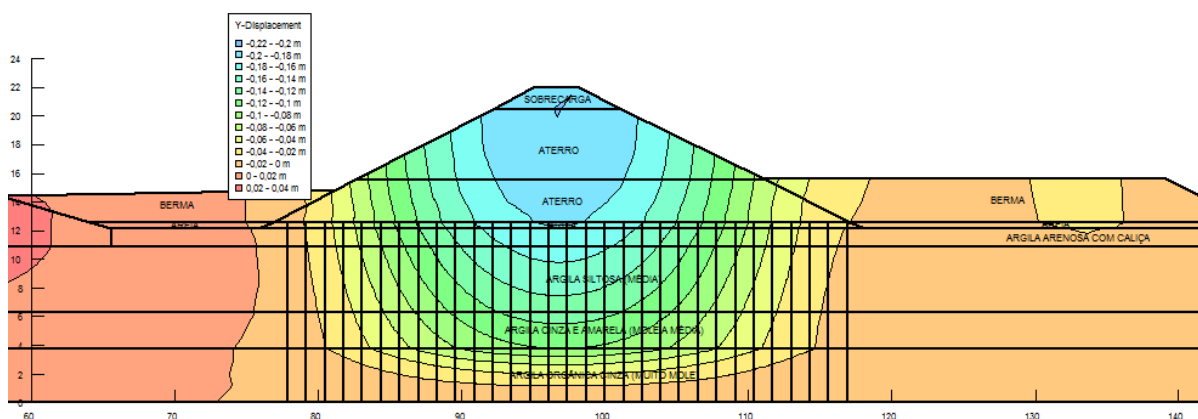
<b>Perfil de sondagem 03</b>	<b>Transformação para deformações planas</b>			
	<b>CAMADAS</b>	<b>kh,ax [m/dia]</b>	<b>kh,ps [m/dia]</b>	<b>ks,ax [m/dia]</b>
Argila arenosa marrom com calça	0,001728	0,0004620	0,000691	0,0001848
Argila siltosa (média)	0,000173	0,0000462	0,000069	0,0000185
Argila cinza e amarela (mole a média)	0,000173	0,0000462	0,000069	0,0000185
Argila orgânica cinza (muito mole)	0,000041	0,0000110	0,000017	0,0000044
Alteração de silito cinza (duro)	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Na Figura 44 é apresentado o modelo em elementos finitos para o furo de sondagem 03, seção 0+033,40, desenvolvido com o auxílio do software Sigma/W.



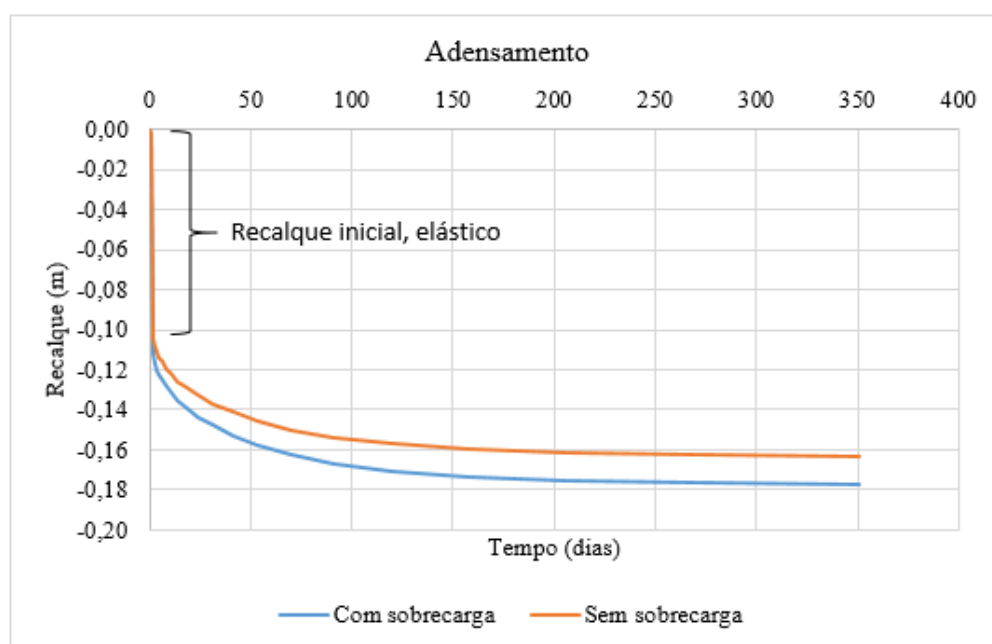
Figura 44 - Distribuição de deslocamentos verticais pelo método dos elementos finitos, seção 0+033,40



(fonte: elaborado pelo autor)

A Figura 45 apresenta a distribuição ao longo do tempo para os recalques devidos ao adensamento na seção 0+033,40.

Figura 45 - Curva de adensamento pelo método de elementos finitos, seção 0+033,40



(fonte: elaborado pelo autor)

Na Tabela 19, é apresentada a compilação dos resultados de magnitude e tempo de adensamento para a seção 0+340,00.

Tabela 19 - Resultados do cálculo em elementos finitos para o adensamento da seção 0+340,00

<b>Seção 0+033,40 - Sondagem 03</b>		
Recalque inicial, elástico:	0,104	[m]
Total de recalques, sem sobrecarga e excluído o elástico:	0,059	[m]
96% do total de recalques sem sobrecarga:	0,156	[m]
Tempo para 96% dos recalques, sem sobrecarga:	120	[dias]
Tempo para que ocorram 96% dos recalques, com sobrecarga:	82	[dias]

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.5.1.4 Furo de sondagem 04, seção tipo 0+060,00m

A região representada pela seção 0+060,00, furo de sondagem 04, apresenta solos considerados moles junto à superfície do terreno, com espessura aproximada de 6 metros. Devido a esta característica, espera-se para esta região uma ocorrência de magnitude de adensamento maior, se comparada às outras seções de análise.

##### 4.5.1.4.1 Modelo analítico

O desenvolvimento dos cálculos analíticos para esta seção segue todas as considerações feitas no item 4.5.1.2.1 deste trabalho, cujas metodologias foram detalhadas também nos itens 3.1 e 3.2.

A seguir, são apresentados os resultados das análises analíticas para a magnitude e tempo de adensamento da região que abrange o furo de sondagem 04.

Tabela 20 - Resultados do cálculo analítico para o adensamento da seção 0+060,00

<b>Seção 0+060,00 - Sondagem 04</b>		
Total de recalques:	0,517	[m]
96% do total de recalques:	0,497	[m]
Tempo para 96% dos recalques, sem sobrecarga:	113	[dias]
Tempo para que ocorram 96% dos recalques, com sobrecarga:	73	[dias]

(fonte: elaborado pelo autor)

##### 4.5.1.4.2 Modelo numérico

Os cálculos em elementos finitos para a região abrangida pelo furo de sondagem 04 foram também desenvolvidos de acordo com o discretizado no item 4.5.1.2.2 deste trabalho.

Na Tabela 21 são apresentados os resultados das transformações dos parâmetros de condutividade hidráulica do solo em deformadas planas, necessário para a aplicação no software Sigma/W.

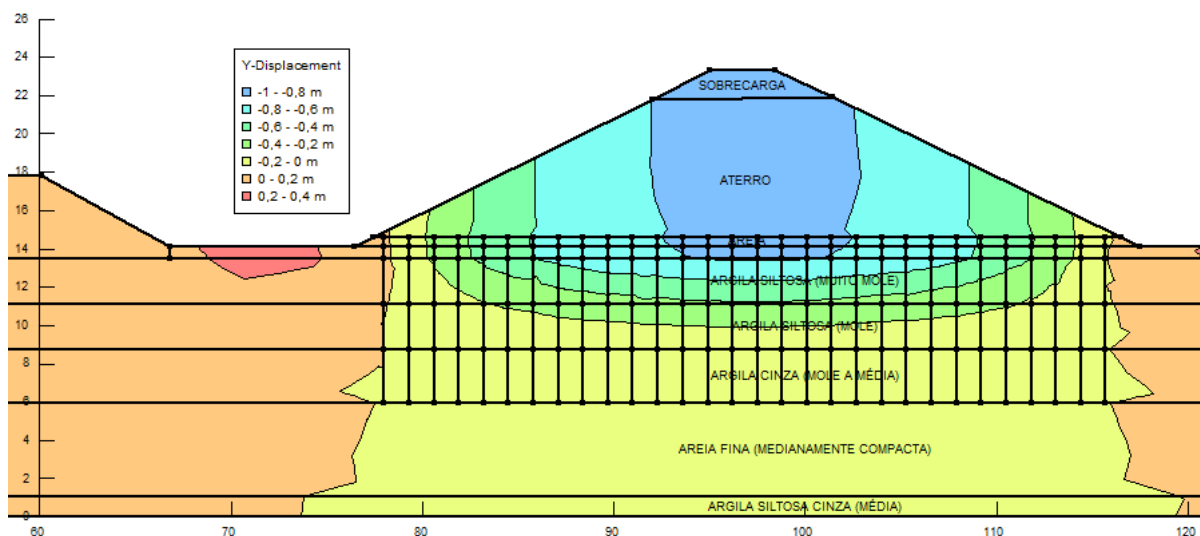
Tabela 21 - Resultado da transformação em deformações planas para os parâmetros do perfil de sondagem 04

Perfil de sondagem 04	Transformação para deformações planas			
	CAMADAS	kh,ax [m/dia]	kh,ps [m/dia]	ks,ax [m/dia]
Camada Vegetal	0,001728	0,0004620	0,000691	0,0001848
Argila siltosa (muito mole)	0,000097	0,0000260	0,000039	0,0000104
Argila siltosa (mole)	0,000097	0,0000260	0,000039	0,0000104
Argila cinza (mole a média)	0,000036	0,0000097	0,000015	0,0000039
Areia fina (medianamente compacta)	0,017280	0,0046199	0,006912	0,0018480
Argila siltosa cinza (média)	0,001728	0,0004620	0,000691	0,0001848

(fonte: elaborado pelo autor)

Na Figura 46 é apresentado o modelo em elementos finitos para o furo de sondagem 04, seção 0+033,40, desenvolvido com o auxílio do software Sigma/W.

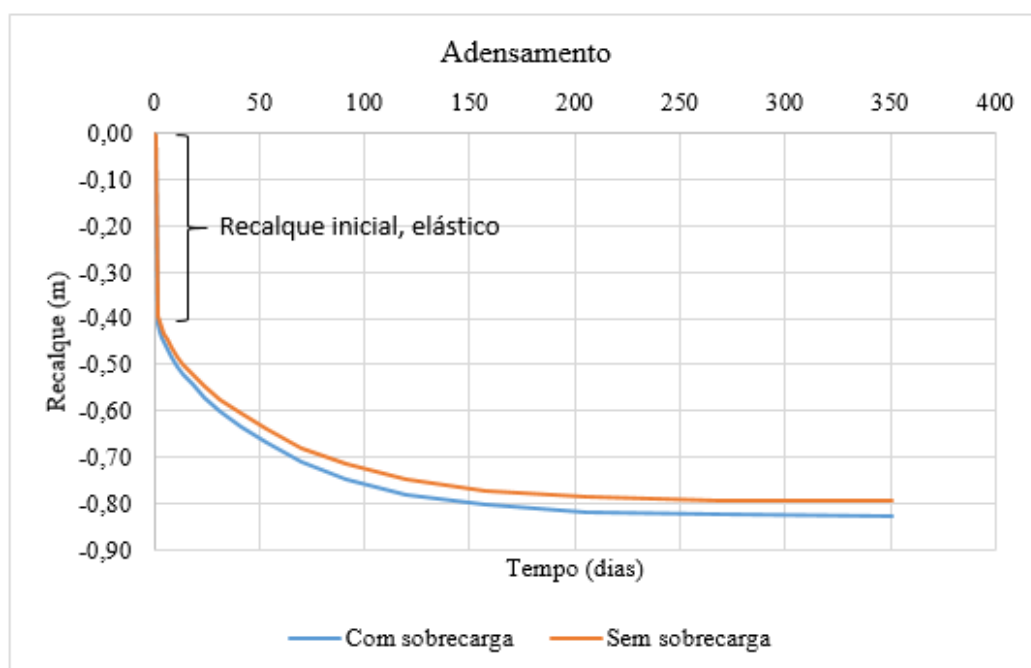
Figura 46 - Distribuição de deslocamentos verticais pelo método dos elementos finitos, seção 0+060,00



(fonte: elaborado pelo autor)

A apresenta a distribuição ao longo do tempo para os recalques devidos ao adensamento na seção 0+060,00.

Figura 47 - Curva de adensamento pelo método de elementos finitos, seção 0+060,00



(fonte: elaborado pelo autor)

Na Tabela 22, é apresentada a compilação dos resultados de magnitude e tempo de adensamento para a seção 0+060,00.

Tabela 22 - Resultados do cálculo em elementos finitos para o adensamento da seção 0+060,00

<b>Seção 0+060,00 - Sondagem 04</b>		
Recalque inicial, elástico:	0,394	[m]
Total de recalques, sem sobrecarga e excluído o elástico:	0,401	[m]
96% do total de recalques sem sobrecarga:	0,763	[m]
Tempo para 96% dos recalques, sem sobrecarga:	135	[dias]
Tempo para que ocorram 96% dos recalques, com sobrecarga:	89	[dias]

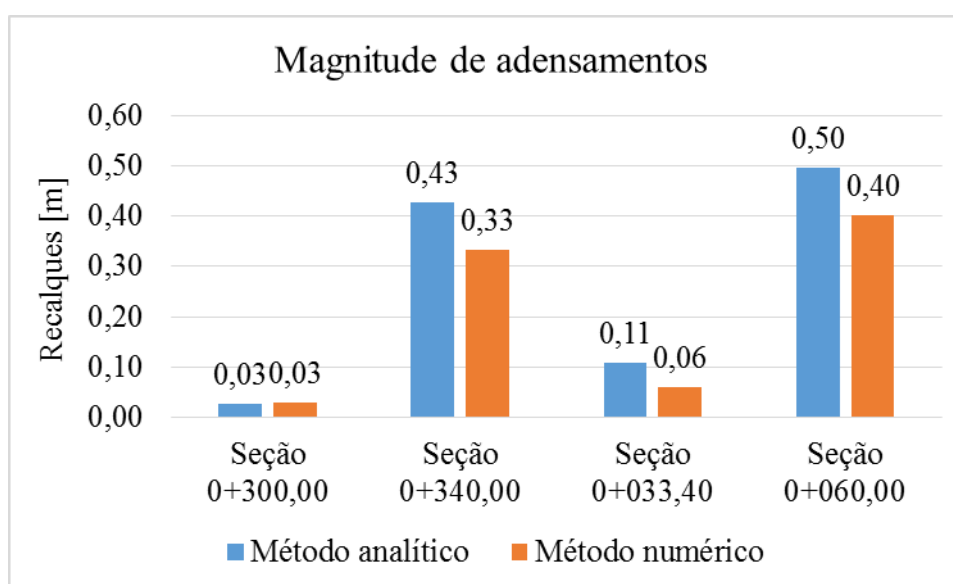
(fonte: elaborado pelo autor)

#### 4.5.1.5 Discussões a respeito dos resultados

Feitas as análises da magnitude e tempo de adensamento via métodos analíticos e numéricos para as seções em estudo, montou-se uma compilação dos resultados para que seja possível a visualização das diferenças entre as metodologias e as suas respectivas aprovações ou não.

Primeiro, faz-se a comparação das magnitudes dos recalques que ocorrerão pelo fenômeno de adensamento, visualizando os resultados separados por seções de análise e por metodologia de cálculo empregada, como é apresentado na Figura 48.

Figura 48 – Comparativo da magnitude de adensamentos para as seções em estudo



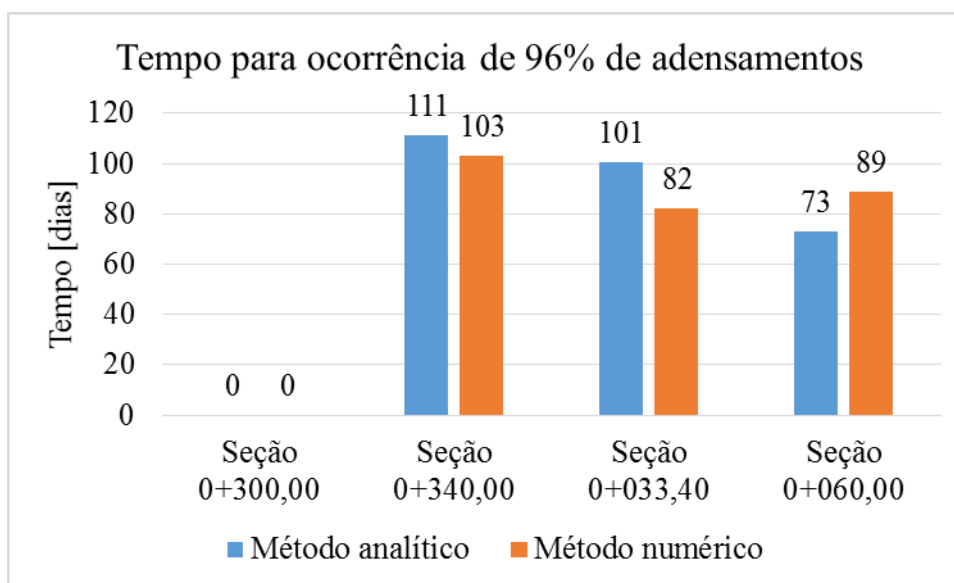
(fonte: elaborado pelo autor)

Como esperado e já comentado anteriormente, percebe-se a pequena diferença na magnitude dos recalques entre as diferentes metodologias de cálculo empregadas, analítica e numérica. Diferença essa que pode ser justificada pela abordagem utilizada por cada metodologia, seja pela teoria do adensamento de Terzaghi ou pelo modelo de deformações Cam-Clay, ou também pela análise mais ampla realizada pelo software em elementos finitos, levando em consideração as diferentes interações entre materiais e geometrias da estrutura.

Interessante ressaltar a manutenção do mesmo patamar de deformações para cada uma das seções de análise, seja pelo método numérico ou analítico, as deformações se comportam de maneira similar, com uma diferença máxima de 10cm entre as duas abordagens.

Posteriormente, fez-se a comparação dos tempos necessários para a ocorrência de 96% dos recalques provocados pelo adensamento do solo de fundação, para cada uma das seções analisadas, como mostra a Figura 49.

Figura 49 – Comparativo dos tempos para os adensamentos das seções em estudo



(fonte: elaborado pelo autor)

Do mesmo modo como na comparação de magnitude de adensamentos, nesta análise de tempos os resultados obtidos ficaram de acordo com o esperado. Houve pequena diferença entre os métodos analítico e numérico, mas apresentaram coerência no patamar de tempos e não resultaram em diferença maior do que 20 dias entre as duas abordagens, o que é considerada

uma diferença baixíssima se comparada ao nível de incerteza envolvido nas análises geotécnicas.

Chama a atenção a seção 0+033,40 apresentar o mesmo patamar de tempos do que as demais seções, sendo que esta região apresenta um nível bastante inferior na magnitude dos recalques. Isto é justificado pelos parâmetros geotécnicos utilizados para esta seção, que apresentou materiais com condutividade hidráulica menor do que as regiões adjacentes, aumentando o tempo necessário para que o excesso de poropressões gerado na fundação seja dissipado e, por consequência, seja provocado todo o processo de adensamento.

#### **4.5.2 Quanto às análises de estabilidade**

As análises de estabilidade para a estrutura de aterro em estudo seguiram as orientações propostas pela normativa PRO-381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998, p. 10), a qual recomenda que devem ser consideradas superfícies de ruptura circulares e poligonais e, para aterros rodoviários Classe I, deve ser respeitado um fator de segurança mínimo de 1,4 no final de construção do aterro. Ainda, sugere que as análises devem ser feitas em termos de tensões totais, empregando-se um perfil de resistência não drenada para o solo mole.

Assim, as análises para as seções tipo do projeto foram divididas em análises rotacionais e translacionais.

Foram aplicadas geogrelhas de reforço na interface entre superfície do terreno natural e base do aterro a ser levantado, nas situações que assim foi necessário para que a estabilidade fosse garantida.

Ainda, nas situações em que a geogrelha extrapolou os limites de resistência aceitáveis, lançou-se mão do emprego de bermas de equilíbrio nas laterais do aterro, fazendo-se assim com que o fator de segurança mínimo fosse alcançado.

Portanto, as soluções adotadas para a estabilização do aterro foram um misto entre o uso de geogrelhas de reforço e bermas de equilíbrio, como será apresentado nos itens a seguir.

#### 4.5.2.1 Rupturas rotacionais e translacionais

As rupturas translacionais costumam governar a estabilidade dos aterros sobre solos moles quando da existência de camadas de argila mole com espessura menor do que a largura total do aterro a ser instalado. Nestes casos, a superfície poligonal geralmente se forma antes de uma superfície circular.

Ademais, é preciso tomar cuidado com faixas de pouca espessura compostas por material de baixa resistência, que não são detectadas no ensaio SPT e podem passar despercebidas no ensaio CPT. Estas situações ocorrem com mais frequência nas regiões com solo de origem sedimentar, caso da obra em estudo. Estes pontos ocasionalmente provocam superfícies de ruptura translacionais induzidas pela baixa resistência da camada, podendo se estender para longe da massa de aterro rodoviário.

Já quando a camada de material mole tende a ficar mais espessa, as superfícies de ruptura rotacionais começam a governar a estabilidade do aterro, sendo esta a situação mais usual para os aterros sobre solos moles.

As análises de estabilidade das estruturas de aterro foram verificadas com o auxílio do software Slope/W, produzido pela empresa Geoslope International. A metodologia de cálculo utilizada no software foi a de equilíbrio limite, de acordo com as premissas elaboradas por Morgenstern e Price, cujos métodos são apresentados no item 3.6.3 deste trabalho.

A seguir, são apresentadas as análises de rupturas rotacionais e translacionais efetuadas para cada uma das quatro seções em estudo.

##### *4.5.2.1.1 Furo de sondagem 01, seção 0+300,00*

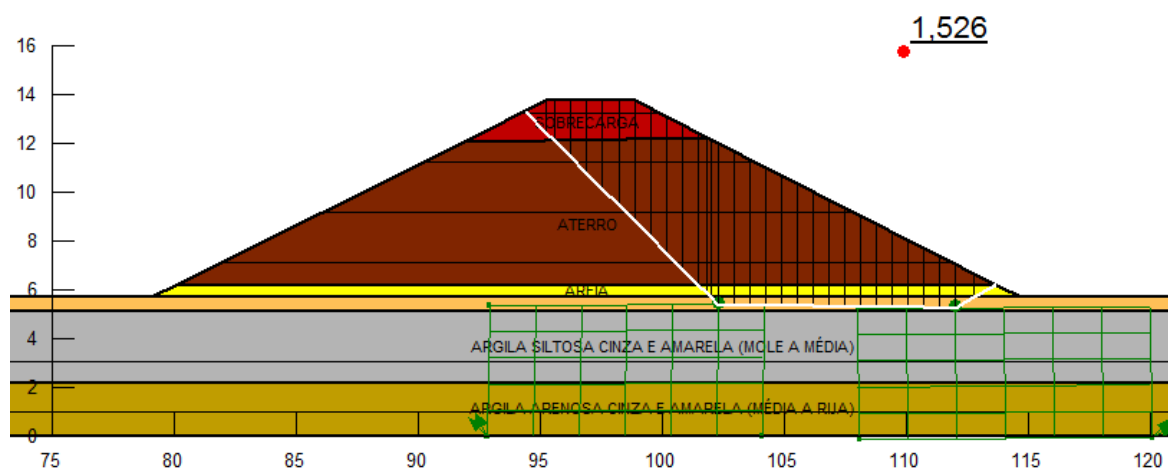
A área representada por esta seção de análise é a que possui os melhores parâmetros geotécnicos em seu solo de fundação, dentre as seções utilizadas no projeto. Não há a ocorrência de solos moles nesta região, contribuindo assim com a resistência da estrutura de aterro.

As análises para esta seção contemplaram apenas superfícies de ruptura no sentido da esquerda para a direita (ou no sentido BR-290/RS para o Rio Gravataí), pois se entende que esta é a situação mais crítica no local, justificado pela presença de aterro rodoviário antigo no sentido contrário destas análises, o que acarreta em material com resistências bastantes superiores nas proximidades da BR-290/RS.



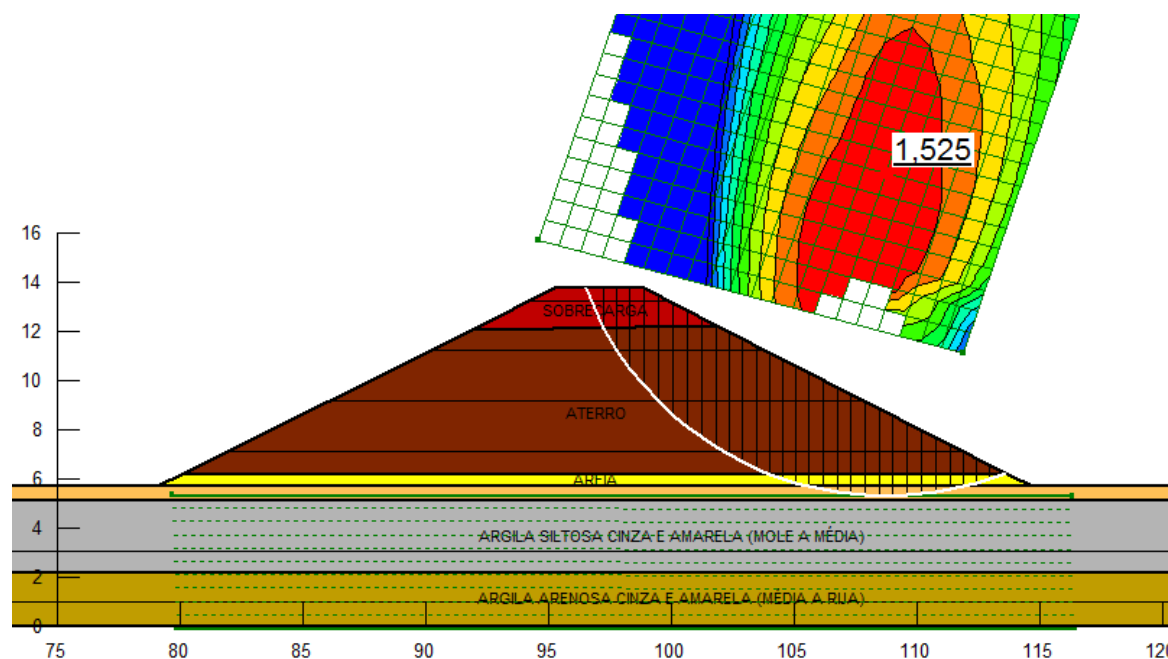
Abaixo, são apresentadas as análises de estabilidade para superfícies de ruptura translacionais e rotacionais, bem como os fatores de segurança assim obtidos.

Figura 50 – Análise translacional para a seção 0+300,00



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 51 – Análise rotacional para a seção 0+300,00



(fonte: elaborado pelo autor)

Como visto nas seções acima apresentadas, o fator de segurança obtido para as análises translacionais e rotacionais foi satisfatório, estando sempre acima dos 1,4 procurados, sem que fosse necessária qualquer aplicação de reforço na interface entre terreno natural e base do aterro.

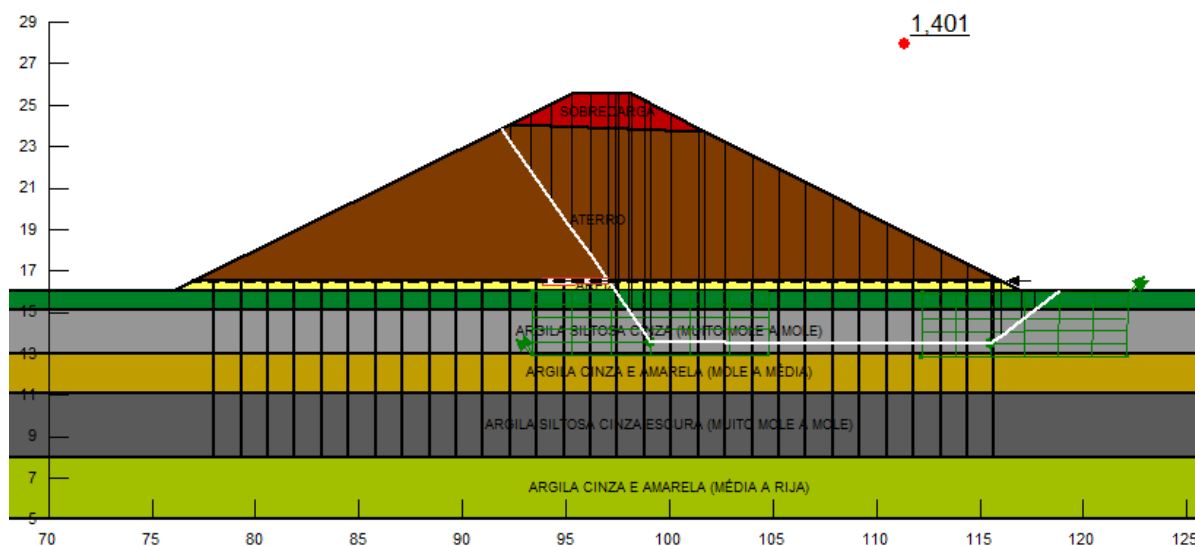
#### 4.5.2.1.2 Furo de sondagem 02, seção 0+340,00

Nesta seção de análise já há a ocorrência de solos moles na fundação do aterro, exigindo cuidado adicional nas verificações de estabilidade.

Assim como o justificado nas análises da seção 0+300,00, as verificações de superfícies de ruptura para esta região contemplaram apenas deslocamentos partindo do sentido BR-290/RS para o Rio Gravataí (esquerda para a direita).

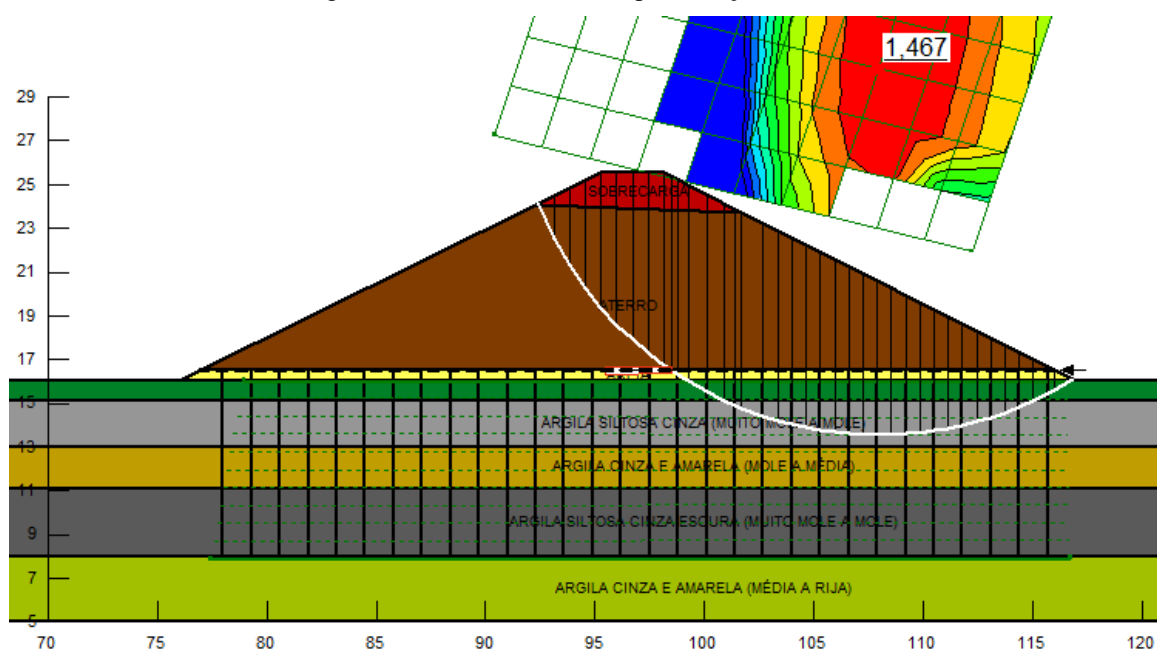
Abaixo, são apresentados os modelos de cálculo realizados no software Slope/W para as situações de rupturas translacionais e rotacionais.

Figura 52 – Análise translacional para a seção 0+340,00



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 53 – Análise rotacional para a seção 0+340,00



(fonte: elaborado pelo autor)

De acordo com os fatores de segurança obtidos nas análises acima apresentadas, percebe-se que a ruptura do tipo translacional é a que governa esta região, se desenvolvendo ao longo da camada pouco espessa de argila mole presente próxima da superfície do terreno natural.

Esta situação de análise exigiu a instalação de reforço na base do aterro, de modo a intervir como uma ancoragem na superfície de ruptura que tende a se formar.

O reforço aplicado foi do tipo geogrelha flexível de baixa deformação, para que possa resistir a todos os esforços de tração provocados pelo movimento do solo de fundação em conjunto com o aterro e, ainda, não provoque deformações excessivas no topo do aterro para que se mantenha o estado limite de serviço da estrutura.

Para esta seção de análise, foi necessária a aplicação de uma geogrelha com resistência à tração residual de no mínimo 450kN/m. Sobre este valor ainda se aplicam fatores de redução, os quais são determinados para o conjunto das regiões verificadas e apresentados no item 4.5.2.3 deste trabalho.

#### 4.5.2.1.3 Furo de sondagem 03, seção 0+033,40

Para esta seção de análise, se fosse aplicado apenas reforço com geogrelha na base do aterro, se exigiriam resistências demasiadamente elevadas para o material de reforço, ultrapassando os valores considerados aceitáveis pelo meio geotécnico e também pelos fornecedores do material.

Assim, lançou-se mão da aplicação de bermas de equilíbrio em ambos os lados do aterro, de forma a estender a provável superfície de ruptura e assim permitir o uso de geogrelhas com resistências não tão elevadas e garantir o fator de segurança mínimo da estrutura.

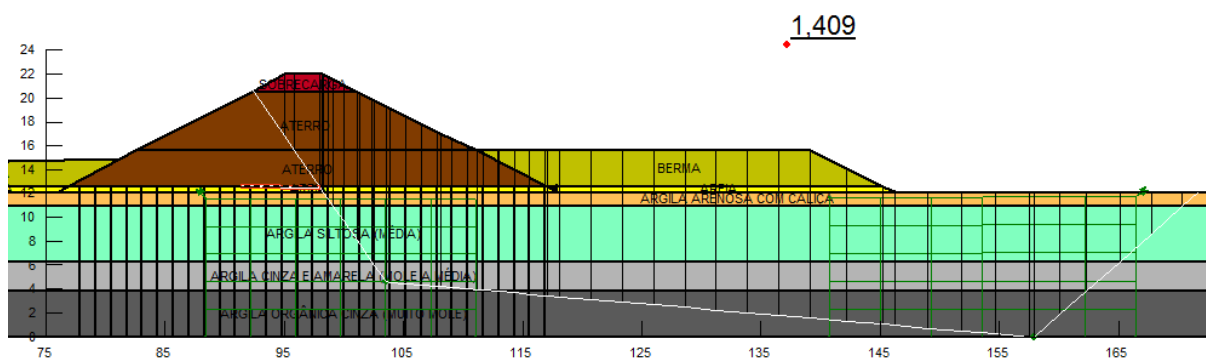
O material de aterro considerado como de composição das bermas de equilíbrio possui peso específico ( $\gamma$ ) de 19kN/m<sup>3</sup>, coesão (c) de 8kPa e ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) igual a 24°. A geometria da berma respeitou a máxima altura possível, sem que ocasionasse qualquer ruptura na fundação e atingindo um fator de segurança mínimo de 1,4, chegando assim a uma altura máxima de 3,5m.

A aplicação de berma de equilíbrio junto ao lado direito do aterro a ser executado exigiu que as análises de estabilidade levassem também em consideração as possíveis rupturas que venham a ocorrer no sentido da BR-290/RS (direita para a esquerda).

Para então assegurar a estabilidade da estrutura, aplicou-se um material de preenchimento com funcionamento igual ao de uma berma de equilíbrio na região entre aterro e BR-290/RS.

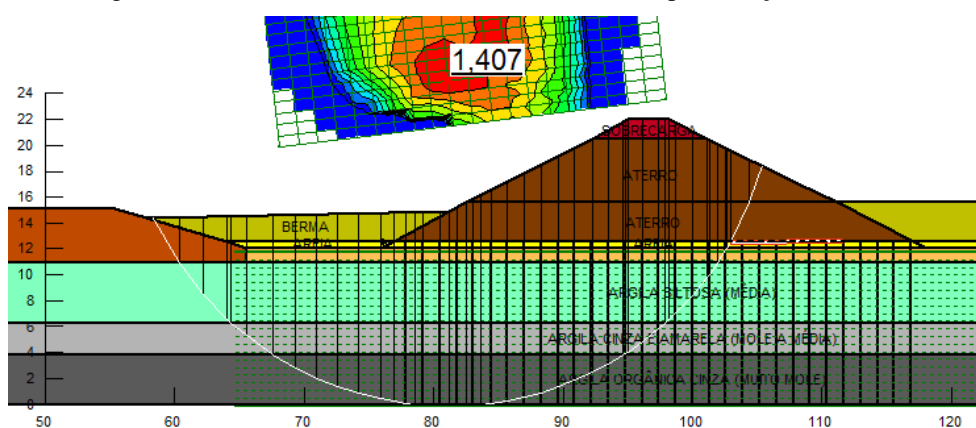
Abaixo, são apresentados os modelos de análise efetuados no software Sigma/W, para as rupturas do tipo translacional e rotacional.

Figura 54 – Análise translacional para a seção 0+033,40



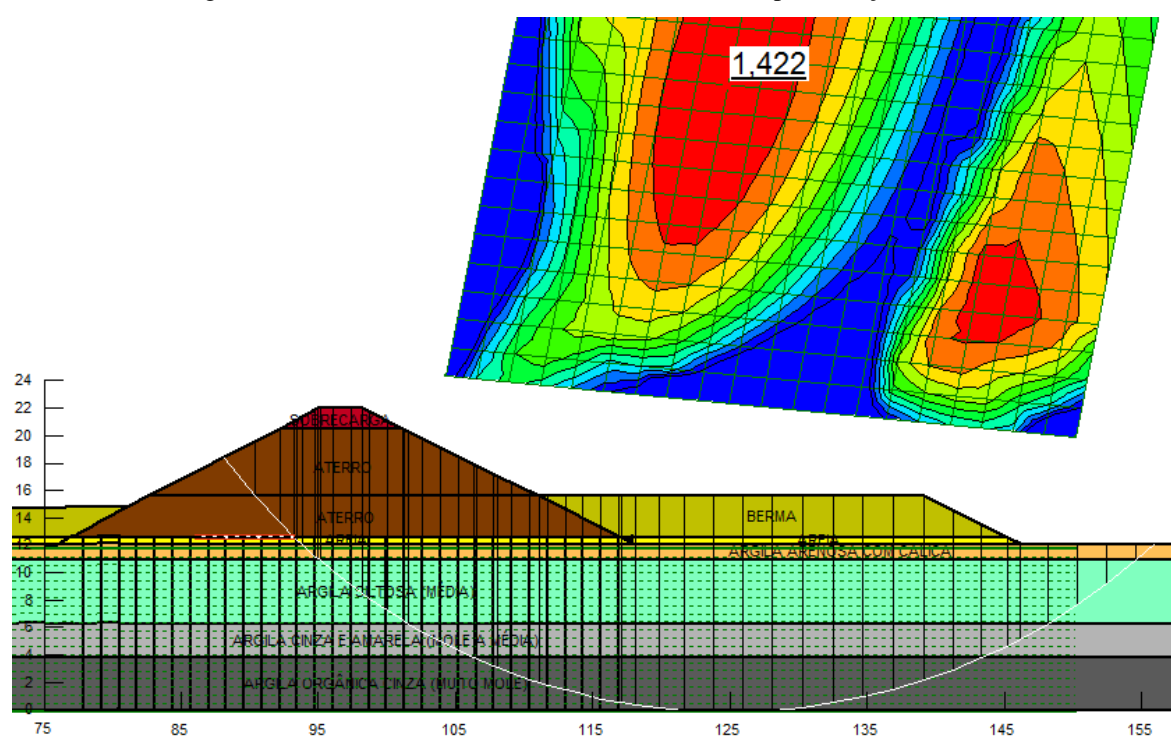
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 55 – Análise rotacional no sentido BR-290/RS para a seção 0+033,40



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 56 – Análise rotacional no sentido Rio Gravataí para a seção 0+033,40



(fonte: elaborado pelo autor)

Foi suprimida a análise translacional no sentido da BR-290/RS, pois o aterro da rodovia elimina qualquer possibilidade de propagação de uma ruptura deste tipo naquele local.

Para que fosse atingido o fator de segurança mínimo nas análises efetuadas foi necessária a aplicação de geogrelha na base do aterro, com resistência à tração residual de 1050kN/m, onde se aplica ainda fator de redução detalhado no item 4.5.2.3 deste trabalho.

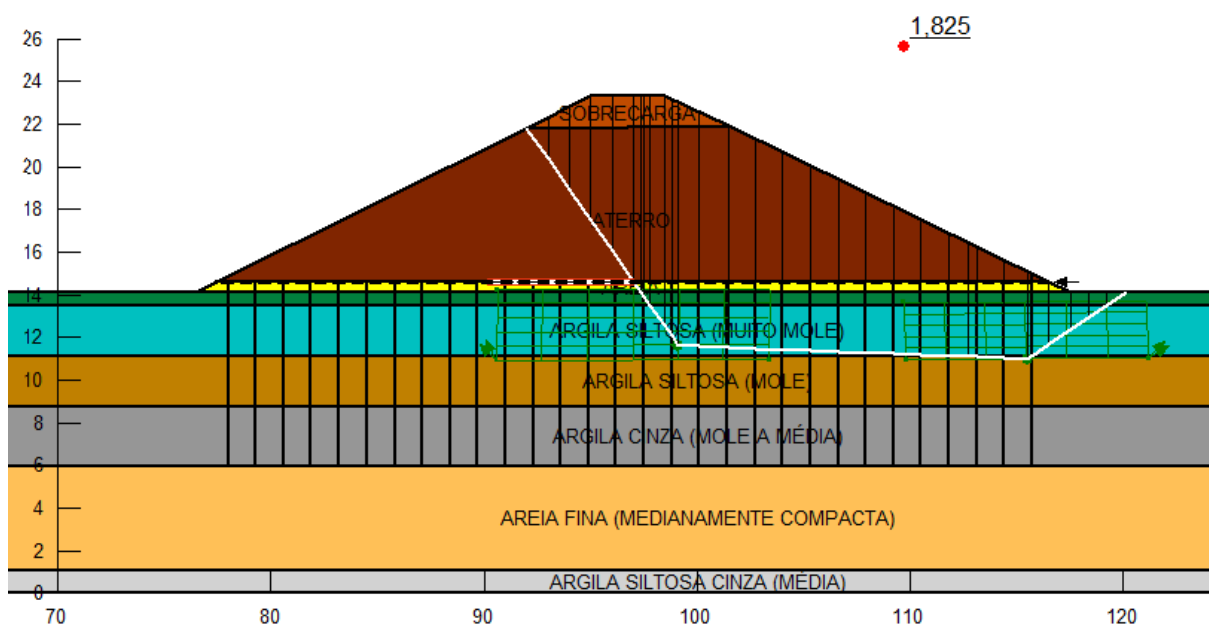
A geogrelha a ser instalada se desenvolve apenas abaixo do aterro rodoviário, não sendo necessária a sua aplicação nos aterros das bermas de equilíbrio.

#### 4.5.2.1.4 Furo de sondagem 04, seção 0+060,00

Esta seção de análise segue as premissas feitas na verificação da seção 0+340,00, cujos modelos contemplam apenas superfícies de ruptura no sentido do Rio Gravataí.

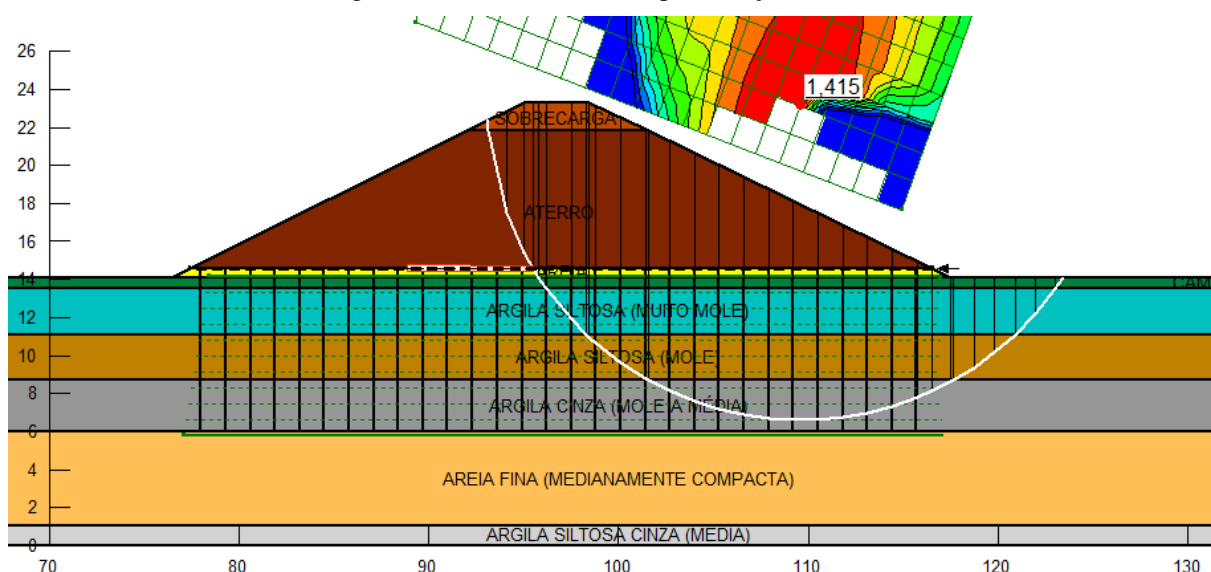
Abaixo, são apresentadas as verificações feitas no software Slope/W, para rupturas do tipo translacional e rotacional.

Figura 57 – Análise translacional para a seção 0+060,00



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 58 – Análise rotacional para a seção 0+060,00



(fonte: elaborado pelo autor)

Esta seção foi estabilizada apenas com a aplicação de reforço na interface entre aterro e terreno natural.

Foi aplicada reforço com geogrelha flexível de baixa deformação, com resistência à tração residual mínima de 1200kN/m, cabendo ainda a aplicação de fator de redução cujo detalhamento é demonstrado no item 4.5.2.3 deste trabalho.

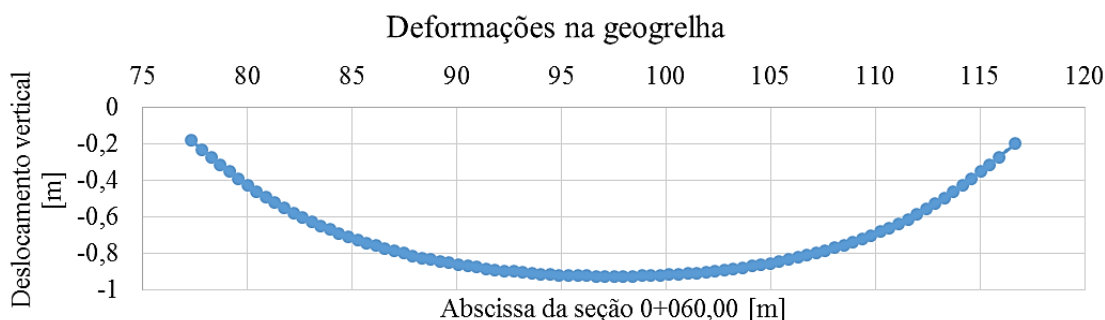
#### 4.5.2.2 Deformabilidade do material de reforço

De acordo com o apresentado no item 3.6.4 deste trabalho, deve-se verificar o reforço aplicado na base do aterro quanto a magnitude de deformação a que será sujeito. Procuram-se valores de deformação na faixa de 2% a 6%. Deformações acima deste limite podem causar abertura de fissuras no topo do aterro, fazendo com que o mesmo ultrapasse o seu estado limite de serviço.

Para a verificação da deformação que ocorrerá na geogrelha, foi selecionada a seção que sofreu os maiores recalques por adensamento e gerou as maiores tensões na geogrelha de reforço, a seção 0+060,00.

Foram extraídas da análise em elementos finitos pelo software Sigma/W, as coordenadas referentes ao posicionamento da geogrelha após sofrer todas as deformações a que será imposta. Com estes dados, lançou-se o gráfico de deformações da geogrelha, apresentado na Figura 59.

Figura 59 – Deformações impostas na geogrelha, seção de análise 0+060,00



(fonte: elaborado pelo autor)

Com a posse das coordenadas de deformação da geogrelha, efetuou-se a integração destes valores, de modo a encontrar a magnitude de alongamento do material.

Como resultado da integração, obteve-se o valor de 39,428m de extensão total da geogrelha, após as deformações impostas pelo adensamento. Comparou-se este valor ao comprimento original da peça para esta seção, correspondente a largura da base do aterro, que é de 39,05m. Portanto, chega-se a uma deformação relativa de 0,968% na totalidade da peça de reforço, bastante abaixo do limite sugerido pela bibliografia e, desta forma, possibilitando a sua utilização.

#### 4.5.2.3 Fatores de redução da resistência para a geogrelha de reforço

Conforme o exposto no item 3.6.4 deste trabalho, na resistência à tração nominal ( $T_r$ ) da geogrelha devem ser aplicados fatores de redução que levam em consideração a fluência, os danos mecânicos de instalação, a degradação química e biológica. Aplicados estes redutores, chega-se então à resistência residual da geogrelha, que é o valor indicado nas análises de estabilidade anteriormente detalhadas.

Os fatores de redução foram definidos de acordo com o indicado por Almeida (2014, p. 150) e apresentado na Tabela 23, da indicação dos fabricantes do material e da experiência e bom senso.



Tabela 23 - Faixa de valores de fatores de redução para reforços

Fatores de redução	Geotêxtil	Geogrelha
FR <sub>i</sub>	1,1-2,0	1,1-2,0
FR <sub>DQ</sub>	1,0-1,5	1,1-1,4
FR <sub>DB</sub>	1,0-1,3	1,0-1,2
FR <sub>F</sub>	2,0-3,5	2,0-3,0

(fonte: ALMEIDA, 2014, p. 150)

Seguindo estas indicações, foram selecionados os parâmetros apresentados na Tabela 24 como sendo os fatores de redução da resistência da geogrelha.

Tabela 24 – Valores selecionados para os fatores de redução de resistência da geogrelha

FR <sub>i</sub>	FR <sub>DQ</sub>	FR <sub>DB</sub>	FR <sub>F</sub>
1,1	1,1	1	2

(fonte: elaborado pelo autor)

Multiplicados entre si os valores da Tabela 24, resultam em um fator global de 2,42, sendo adotado o valor de 2,5 como fator de redução global para a resistência das geogrelhas do projeto em estudo.

#### 4.5.2.4 Resumo da solução aplicada

Definida toda a solução geotécnica a ser aplicada para a estabilização da estrutura de aterro rodoviário, faz-se uma compilação das diferentes características de geogrelhas adotadas no projeto, apresentadas na Tabela 25.

Tabela 25 – Resumo dos reforços aplicados na estrutura de aterro

	Perfil de sondagem 01 Seção 0+300	Perfil de sondagem 02 Seção 0+340	Perfil de sondagem 03 Seção 0+033,40	Perfil de sondagem 04 Seção 0+060
Resistência à tração residual da geogrelha [kN/m]:	-	450	1050	1200
Fator de redução da resistência aplicado:	-	2,5	2,5	2,5
Resistência à tração nominal da geogrelha [kN/m]:	-	1125	2625	3000

(fonte: elaborado pelo autor)

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através deste trabalho, foi possível o desenvolvimento completo de um projeto de engenharia concentrado na área geotécnica, principal objetivo buscado pelo autor.

O comportamento dos solos moles é um assunto bastante complexo quando estudado com a devida profundidade, é fruto de diversas pesquisas no meio acadêmico e nem sempre suficientemente dominado pelos seus projetistas.

Entende-se que, como discorrido desde o início deste trabalho e apresentado na extensa revisão bibliográfica realizada, é fundamental o conhecimento de praticamente todas as áreas da Mecânica dos Solos, das mais básicas e consagradas até as pouco comentadas ou utilizadas a nível de graduação, para que assim seja construída a segurança necessária para desenvolver um projeto de aterro sobre solos moles.

A partir do desenvolvimento deste projeto, foi permitida a avaliação da funcionalidade do método dos elementos finitos, aplicado na modelagem do comportamento global da estrutura composta pelo aterro rodoviário e fundação em argila mole. Os resultados obtidos desta análise, balizados paralelamente pelos cálculos analíticos efetuados, se mostraram corretos e bastante vantajosos para a otimização do processo de cálculo utilizado nos escritórios de engenharia.

A aplicação de ferramentas avançadas, que possibilitam a simulação do comportamento do conjunto de materiais e estruturas como um todo, contribui para que se produzam resultados mais precisos e, conseqüentemente, sejam desenvolvidas obras potencialmente mais econômicas e projetos de engenharia mais eficazes quanto a qualidade de seu produto.

Por fim, vale ressaltar a necessidade da utilização de cálculos clássicos da Mecânica dos Solos para validação de toda e qualquer análise efetuada através de softwares de engenharia geotécnica, para que se evitem equívocos ocasionados pelo mau funcionamento ou pela má operação destas ferramentas.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR10905: Solo – Ensaio de palheta *in situ***. Rio de Janeiro, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- CINTRA, C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H.; **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R., OLIVEIRA, A. T. J.; **Estudo quantitativo da qualidade de amostras de argilas moles brasileiras – Recife e Rio de Janeiro**. XI COBRAMSEG – Vol. 2, p. 927-936. Brasília, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **PRO 381/98: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**. Rio de Janeiro, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de projeto de interseções**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005.
- DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L.; **Soil strength and slope stability**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2014.
- GOOGLE. **Google Earth Pro**. Version 7.1.7.2600. 2016. Disponível em: <<https://www.google.com/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 22/09/2017.
- HUESKER; **Fortrac**. Germany: Catálogos de Produtos, 2007.
- KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F.; **Craig Mecânica dos Solos**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V.; **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M.; **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. London: Blackie Academic and Professional, Chapman & Hall, 1997.
- MASSAD, F.; **Mecânica dos solos experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- MASSAD, F.; **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.
- MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E.; **The Analysis of the stability of general slip surfaces**. London: Geotechnique, vol. 15, pp. 79-93.
- ORTIGÃO, J. A. R.; **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Ltda, 1993.

PINTO, C.S.; **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L.; **Finite element analysis in geotechnical engineering: application**. London: Thomas Telford, 2001.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L.; **Finite element analysis in geotechnical engineering: theory**. London: Thomas Telford, 1999.

RUJIKIATKAMJORN, C.; INDRARATNA, B; CHU, J.; **2D and 3D numerical modeling of combined surcharge vacuum preloading with vertical drains**. International Journal of Geomechanics, 8 (2), 2008, 144-156.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VARGAS, M.; **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil, 1977.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.; **Fundações – Critérios de projeto, investigações do subsolo e fundações superficiais**, V. 1. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

## **ANEXO A – Ensaios SPT**

		RESULTADO DE SONDAGEM					
		CLIENTE:			LOCAL: CACHOEIRINHA/ RS		
		OBRA:					
PERFIL DE SONDAGEM Nº SPT - 01		COTA (m):			DATA INICIO: 08/05/17 TERMINO: 08/05/17		
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY			PESO = 66 Kg		AMOSTRADOR Ø INT. 1 3/8" (34,8 mm)
					ALT. DE QUEDA=76 cm		Ø EXT. 2" (50,8 mm)
							REVESTIMENTO Ø INT. 2 5/8" (67 mm)
1º e 2º 2º e 3º				PROF. (m)	NÍVEL D'ÁGUA	COTA EM REL. RN	PERFIL LITOLÓGICO
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50
5	6						
8	10						
6	9						
7	8						
12	16						
30							
				0			0,00
				1	0,80		0,70
				2			
				3			
				4			3,70
				5			5,00
				6			5,90
				7			6,15
				8			
				9			
				10			
				11			
				12			
				13			
				14			
				15			
				16			
				17			
				18			
				19			
				20			
OPERADOR:		PROF. (m)		N.A.	COTA RN	PERFIL LITOLÓG.	PROF. CAMADA
RESPONSÁVEL:		NA(m)		INICIAL: --- FINAL (24h): 0,80			CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
							OBSERVAÇÕES:
							Argila Arenosa Marrom com Calça.
							Argila Siltosa Cinza e Amarela. Mole a Média.
							Argila Arenosa Cinza e Amarela. Média.
							Argila Siltosa Pouco Arenosa Cinza e Amarela. Rija.
							Alteração de Siltito Marrom e Amarelo. Duro.
							Impenetrável ao Trépano de Lavagem a Este Tipo de Sondagem. Material Muito Rígido.

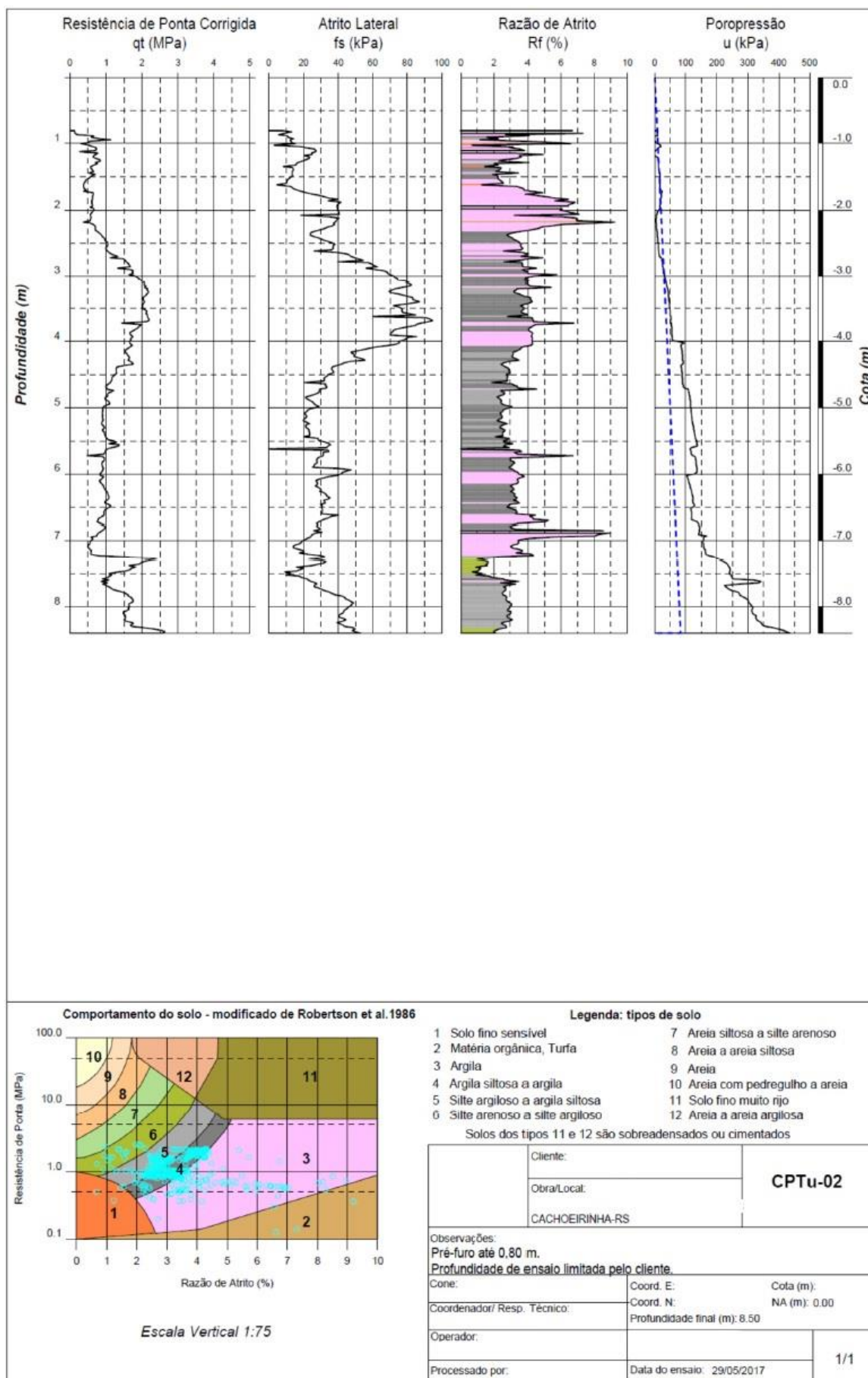


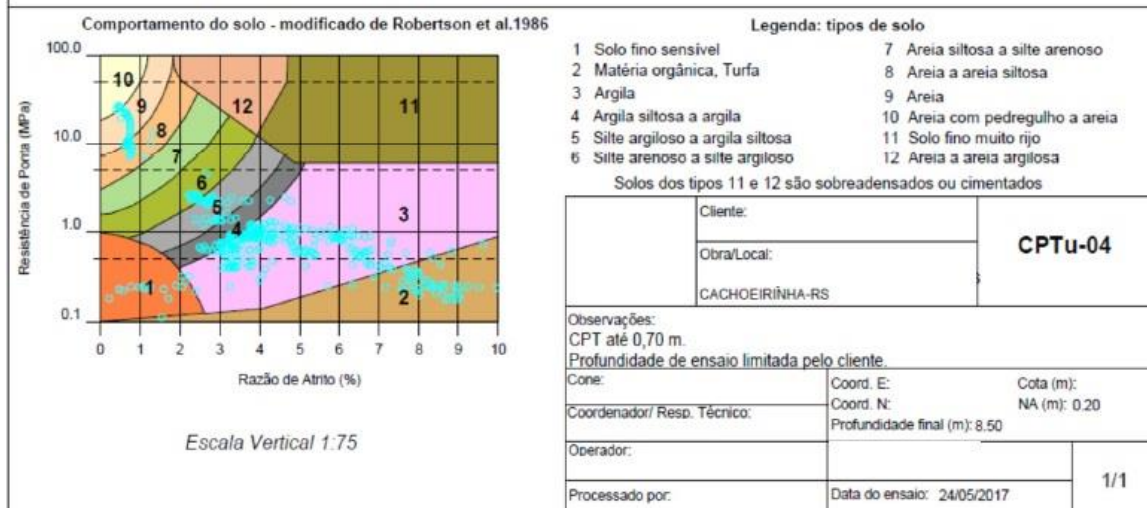
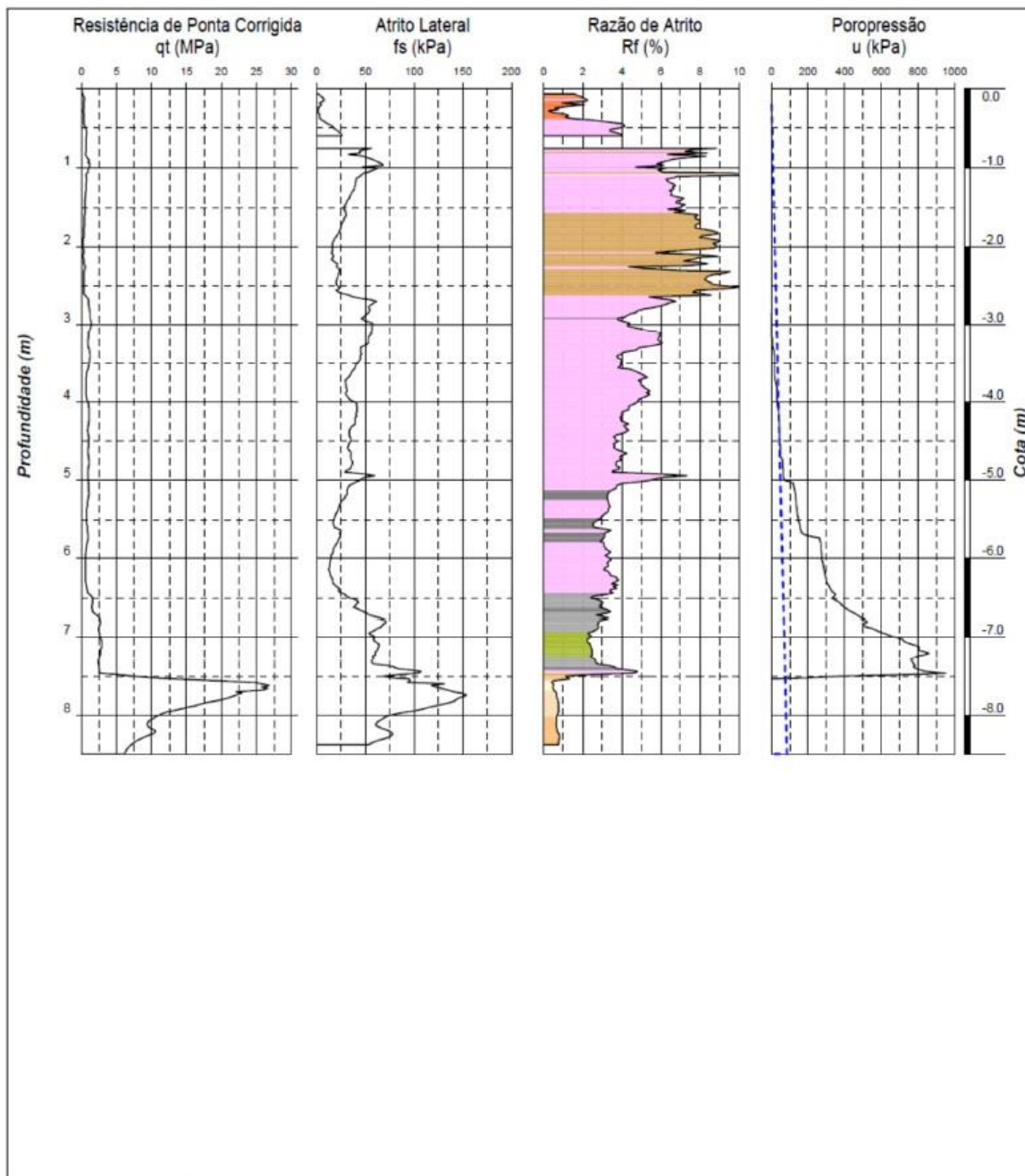




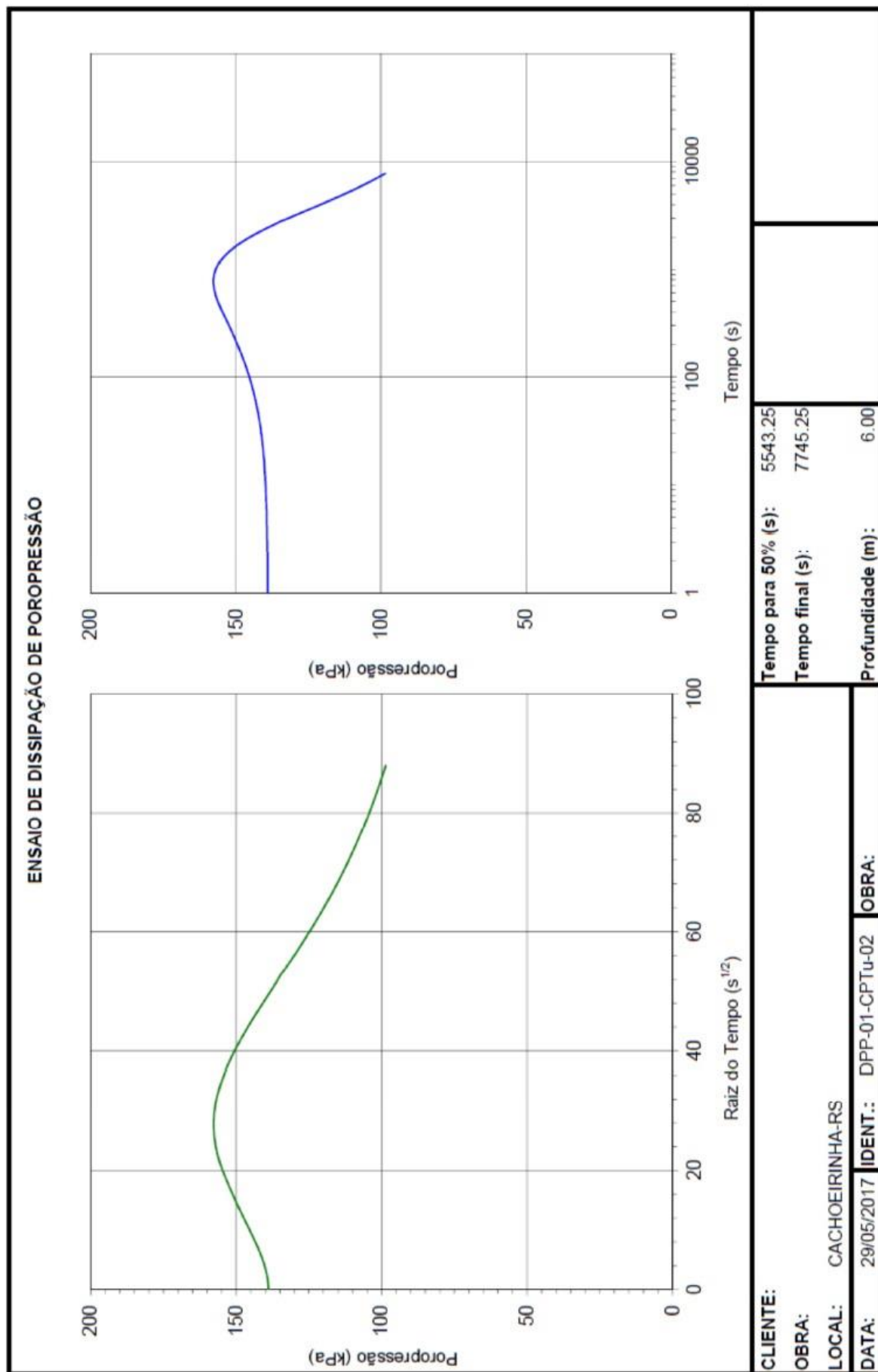
		RESULTADO DE SONDAGEM					
		CLIENTE:			LOCAL: CACHOEIRINHA/ RS		
		OBRA:					
PERFIL DE SONDAGEM Nº SPT - 04		COTA (m):			DATA INÍCIO: 09/05/17 TÉRMINO: 09/05/17		
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY		PESO = 65 Kg		AMOSTRADOR Ø INT. 1 3/8" (34,8 mm)	
				ALT. DE QUEDA=75 cm		Ø EXT. 2" (50,8 mm)	
						REVESTIMENTO Ø INT. 2 5/8" (67 mm)	
1º e 2º 2º e 3º						Classificação do Material (sondagem a percussão)	
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50
		PROF. (m)	NÍVEL D'ÁGUA	COTA EM REL. RN	PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA (m)	
		0	0,40			0,00	Capa. Solo Vegetal.
		0,20				0,20	Argila Siltosa Amarela. Muito Mole.
2	2	1				1,75	Argila Siltosa Cinza. Muito Mole.
0	1	2				2,80	Argila Siltosa Variegada. Muito Mole a Mole.
2	2	3				5,00	Argila Siltosa Cinza. Mole a Média.
2	3	4				7,70	Areia Fina Cinza. Medianamente Compacta.
4	5	5				9,60	Areia Fina Marrom. Medianamente Compacta a Compacta.
3	4	6				11,80	Areia Grossa Pouco Argilosa Cinza. Medianamente Compacta.
5	6	7				12,65	Argila Siltosa Cinza. Média.
16	14	8				13,70	Impenetrável ao Trépano de Lavagem a Este Tipo de Sondagem. Matação ou Rocha de Arenito.
12	14	9					
12	18	10					
15	21	11					
10	12	12					
8	10	13					
		14					
		15					
		16					
		17					
		18					
		19					
		20					
OPERADOR:		PROF. (m)	N.A	COTA RN	PERFIL LITOLÓG.	PROF. CAMADA	Classificação do Material
RESPONSÁVEL:		NA(m)	INICIAL: --- FINAL (24h): 0,40				OBSERVAÇÕES:

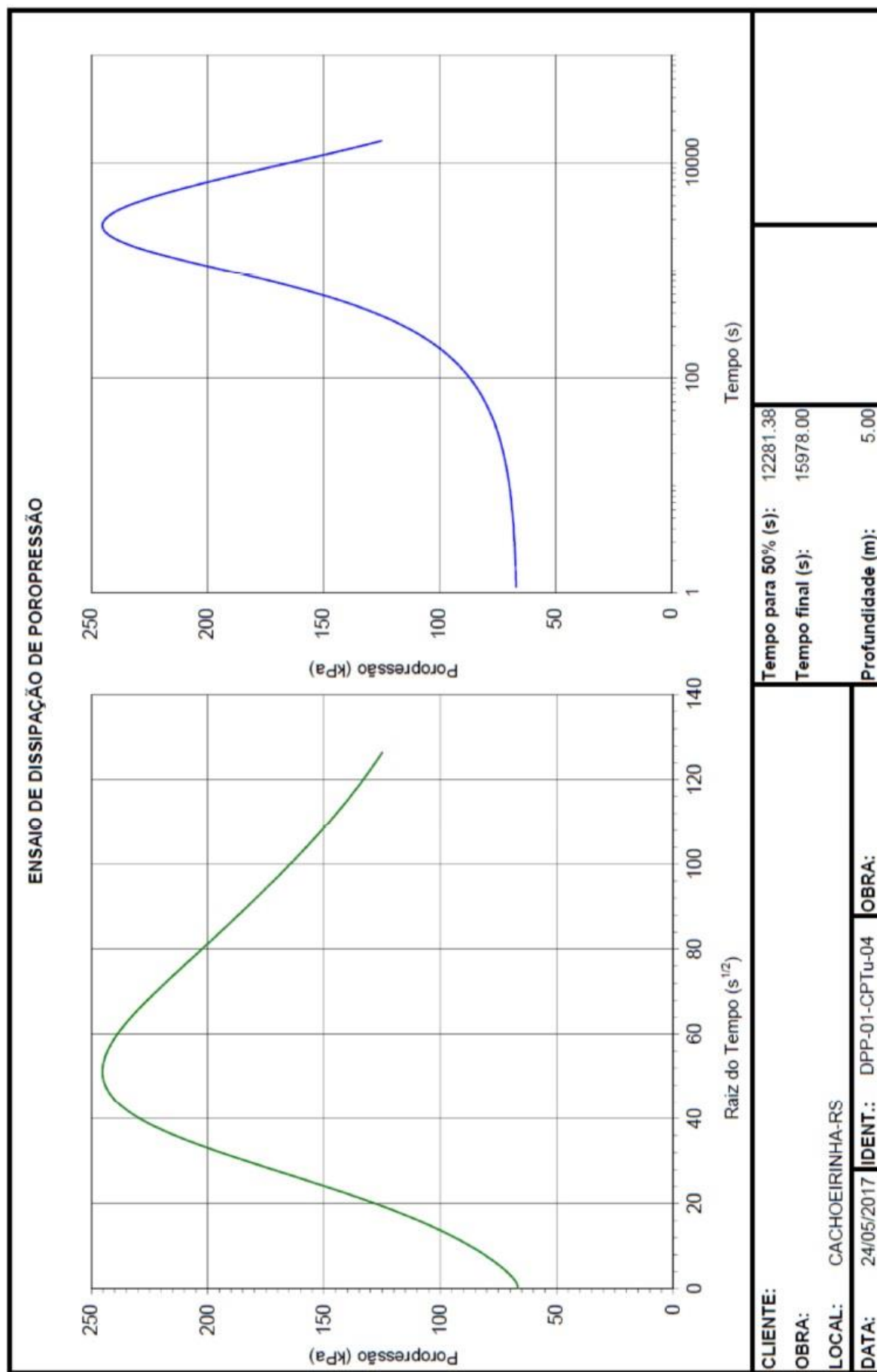
## **ANEXO B – Ensaios CPTU**





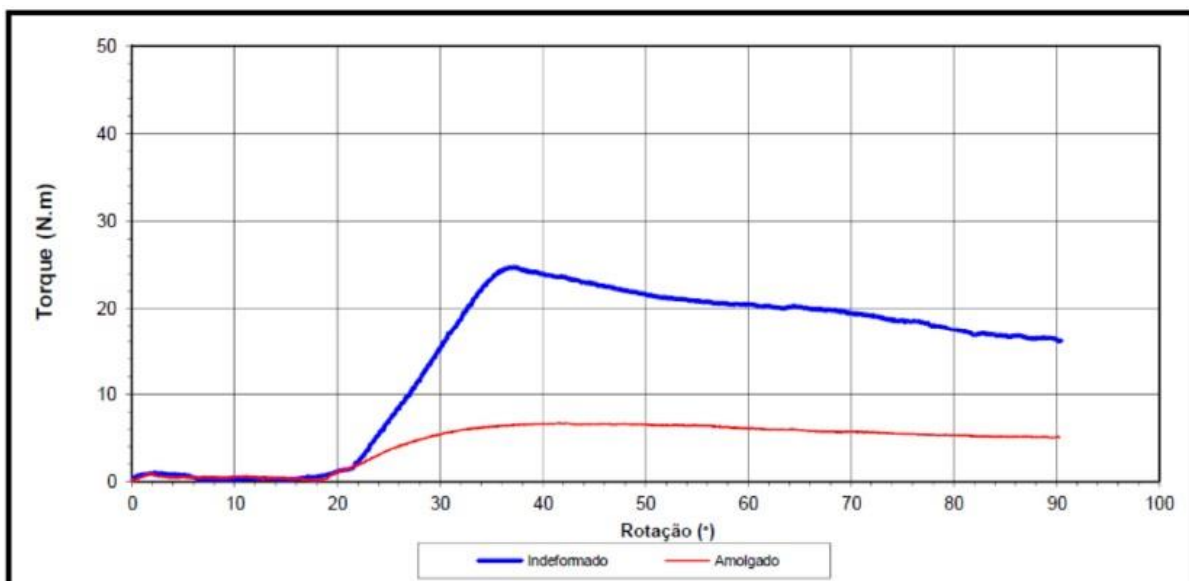
## **ANEXO C – Ensaio de dissipação**



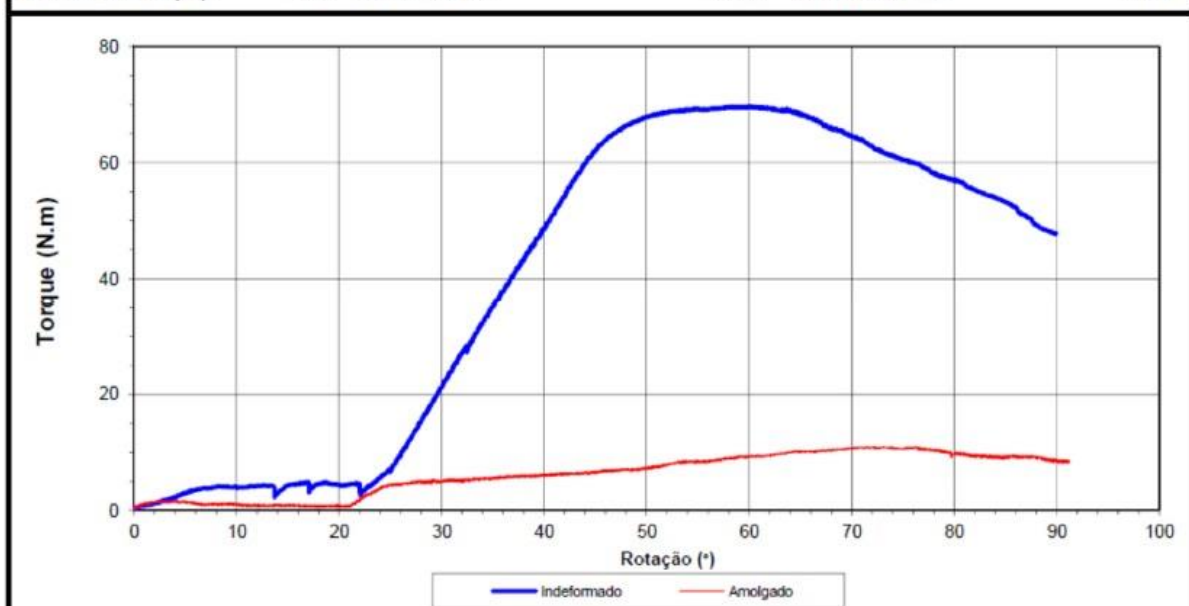


## **ANEXO D – Ensaio de palheta**





Diâm. da Palheta:	130x65	Atrito Ind. (Nm):	1.38	Atrito Amol. (Nm):	0.46
Profundidade (m):	1.00	Torque Ind. (Nm):	24.76	Torque Amol. (Nm):	6.72
		$S_u$ Ind. (kPa):	23.31	$S_u$ Amol. (kPa):	6.24



Diâm. da Palheta:	130x65	Atrito Ind. (Nm):	4.59	Atrito Amol. (Nm):	0.78
Profundidade (m):	1.50	Torque Ind. (Nm):	69.73	Torque Amol. (Nm):	10.92
		$S_u$ Ind. (kPa):	64.93	$S_u$ Amol. (kPa):	10.11

CLIENTE:

OBRA:

LOCAL: CACHOEIRINHA - RS

DATA: 04/05/2017 e 05/05/2017

VT-02

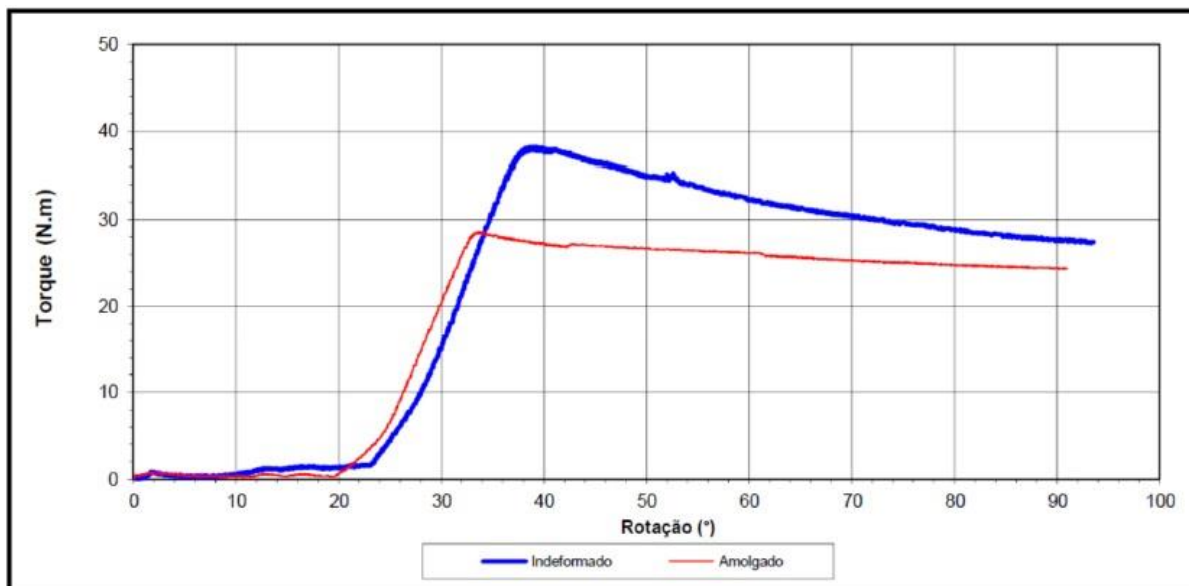
COORDENADAS N: NÃO FORNECIDA

Folha : 01/07

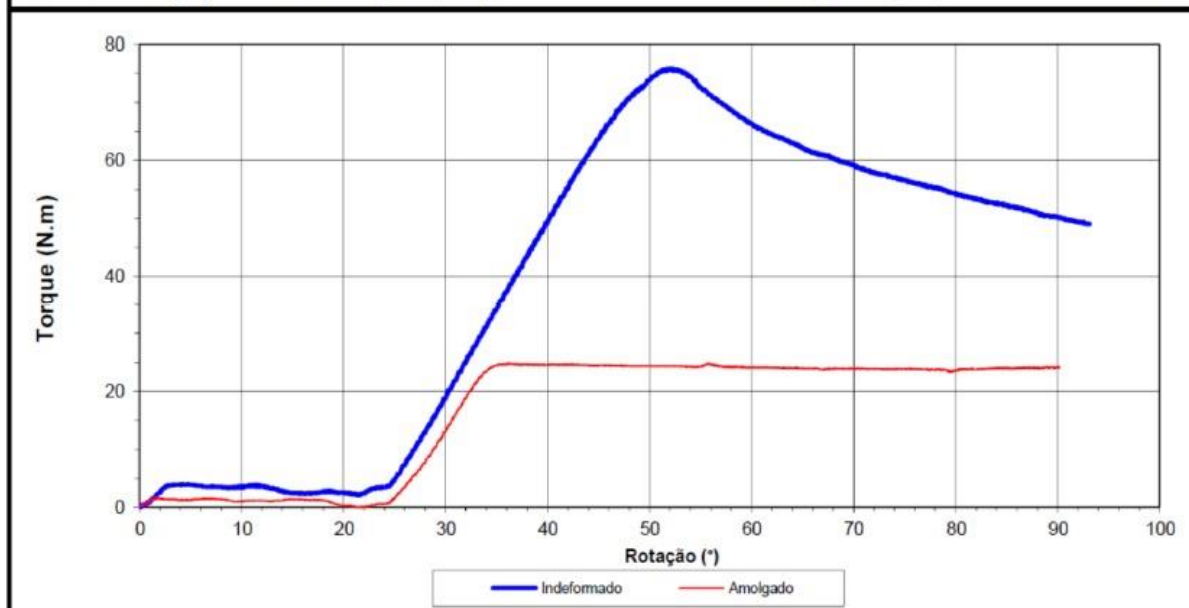
E: NÃO FORNECIDA

Cota (m) : NÃO FORNECIDA

Obra:



Diâm. da Palheta:	130x65	Atrito Ind. (Nm):	1.52	Atrito Amol. (Nm):	0.42
Profundidade (m):	2.00	Torque Ind. (Nm):	38.29	Torque Amol. (Nm):	28.61
		$S_u$ Ind. (kPa):	36.65	$S_u$ Amol. (kPa):	28.10



Diâm. da Palheta:	130x65	Atrito Ind. (Nm):	3.61	Atrito Amol. (Nm):	1.23
Profundidade (m):	2.50	Torque Ind. (Nm):	75.82	Torque Amol. (Nm):	24.84
		$S_u$ Ind. (kPa):	71.98	$S_u$ Amol. (kPa):	23.53

CLIENTE:

OBRA:

LOCAL: CACHOEIRINHA - RS

DATA: 04/05/2017 e 05/05/2017

VT-02

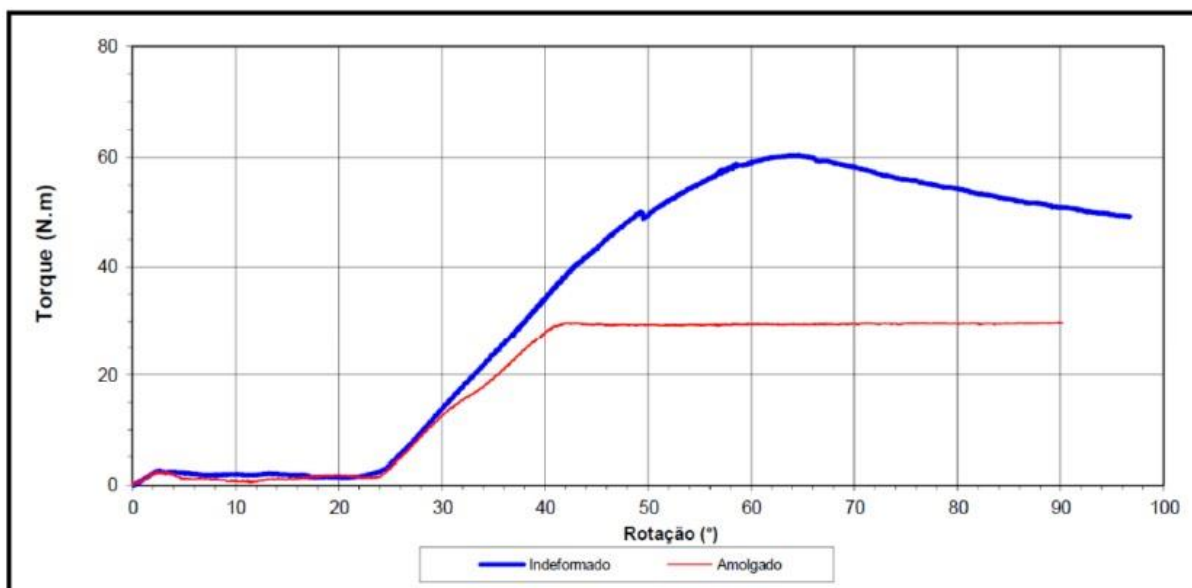
COORDENADAS N: NÃO FORNECIDA

Folha: 02/07

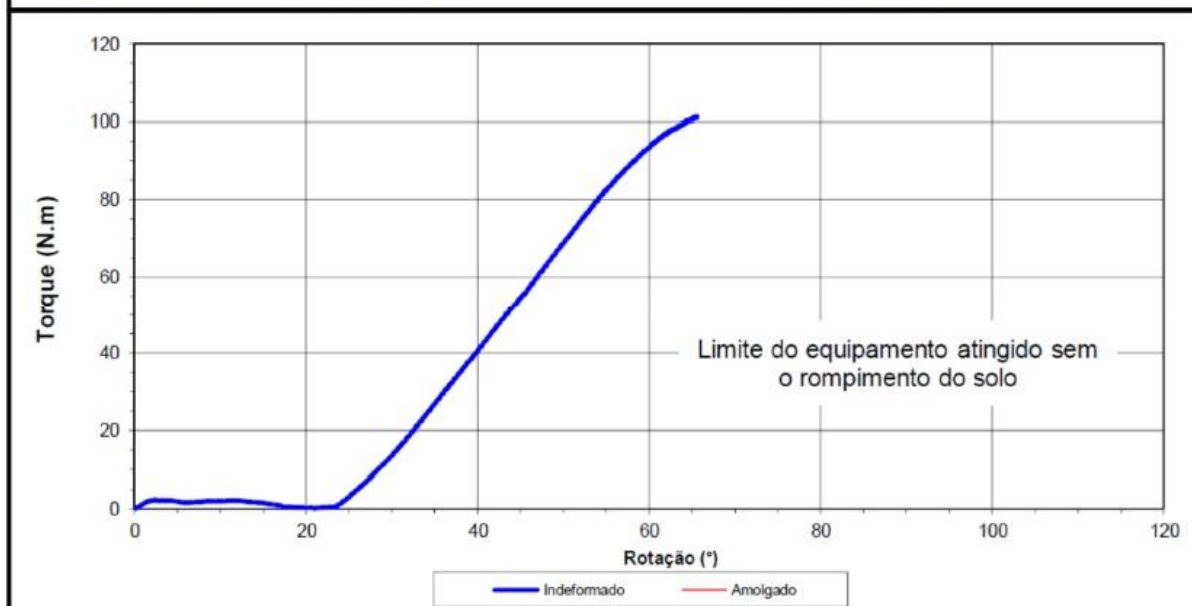
E: NÃO FORNECIDA

Cota (m): NÃO FORNECIDA

Obra:



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	1.82	Atrito Amol. (Nm):	1.86
Profundidade (m):	3.00	Torque Ind. (Nm):	60.50	Torque Amol. (Nm):	29.89
		$S_u$ Ind. (kPa):	128.51	$S_u$ Amol. (kPa):	61.38



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	1.59	Atrito Amol. (Nm):	-
Profundidade (m):	3.50	Torque Ind. (Nm):	101.33	Torque Amol. (Nm):	-
		$S_u$ Ind. (kPa):	-	$S_u$ Amol. (kPa):	-

CLIENTE:

OBRA:

LOCAL: CACHOEIRINHA - RS

DATA: 04/05/2017 e 05/05/2017

VT-02

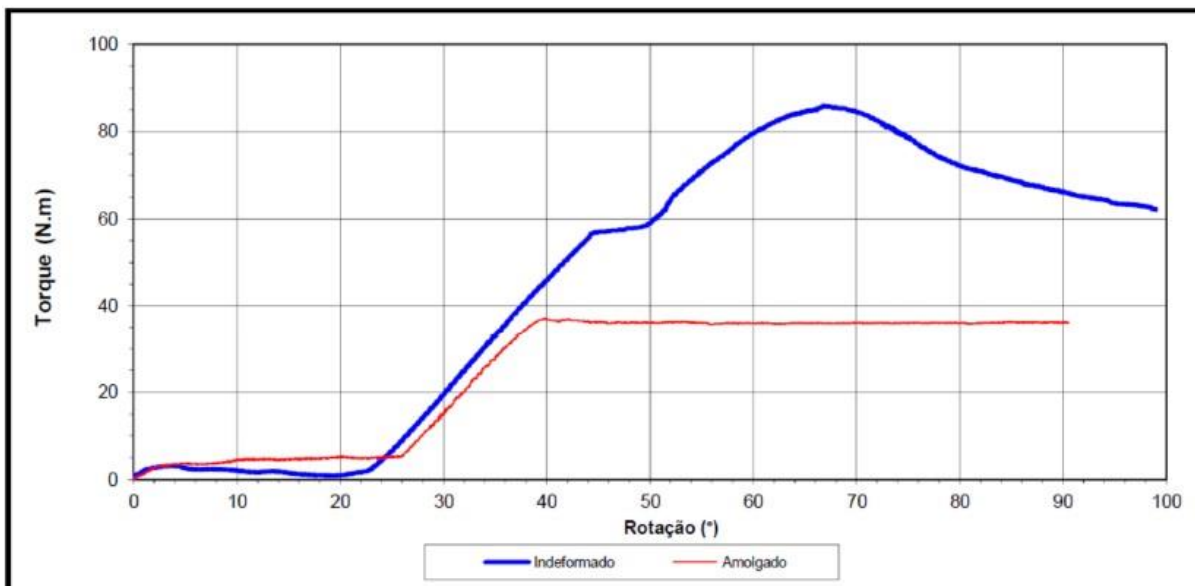
COORDENADAS N: NÃO FORNECIDA

Folha: 03/07

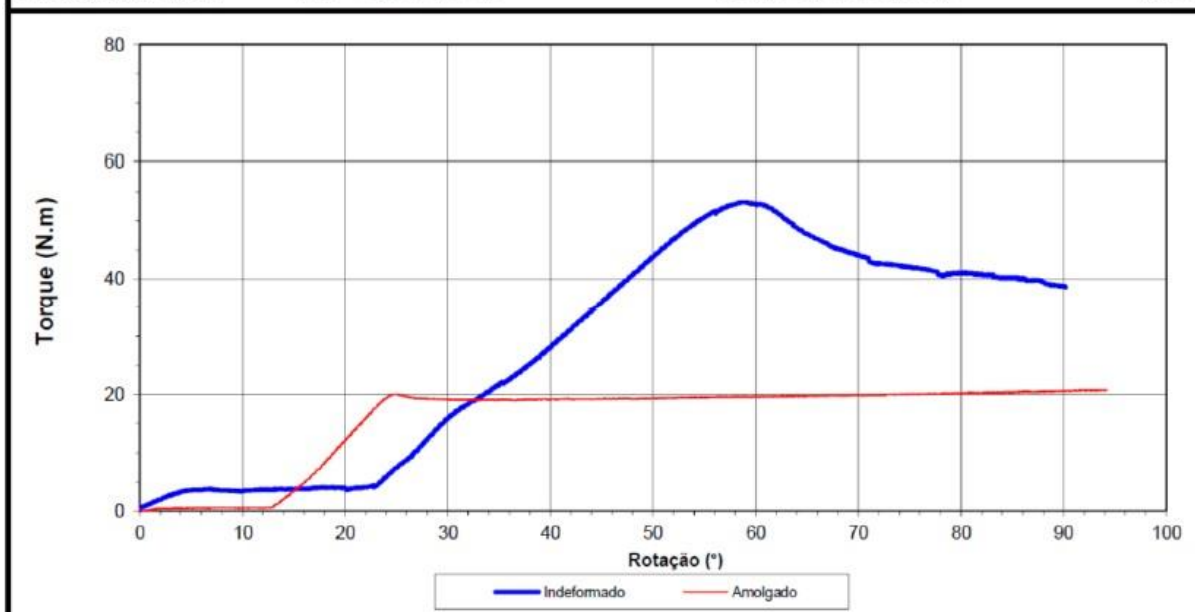
E: NÃO FORNECIDA

Cota (m): NÃO FORNECIDA

Obra:



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	1.74	Atrito Amol. (Nm):	4.66
Profundidade (m):	4.00	Torque Ind. (Nm):	85.97	Torque Amol. (Nm):	37.12
		$S_u$ Ind. (kPa):	184.46	$S_u$ Amol. (kPa):	71.09



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	4.06	Atrito Amol. (Nm):	0.58
Profundidade (m):	4.50	Torque Ind. (Nm):	53.16	Torque Amol. (Nm):	20.80
		$S_u$ Ind. (kPa):	107.53	$S_u$ Amol. (kPa):	44.28

CLIENTE:

OBRA:

LOCAL: CACHOEIRINHA - RS

DATA: 04/05/2017 e 05/05/2017

VT-02

COORDENADAS

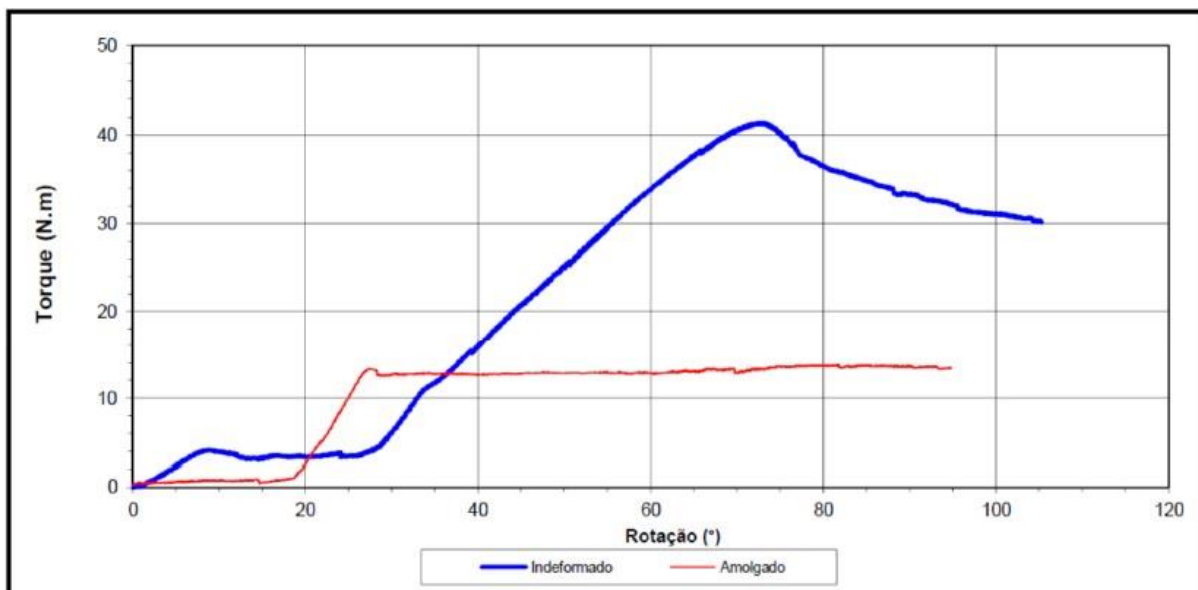
N: NÃO FORNECIDA

Folha : 04/07

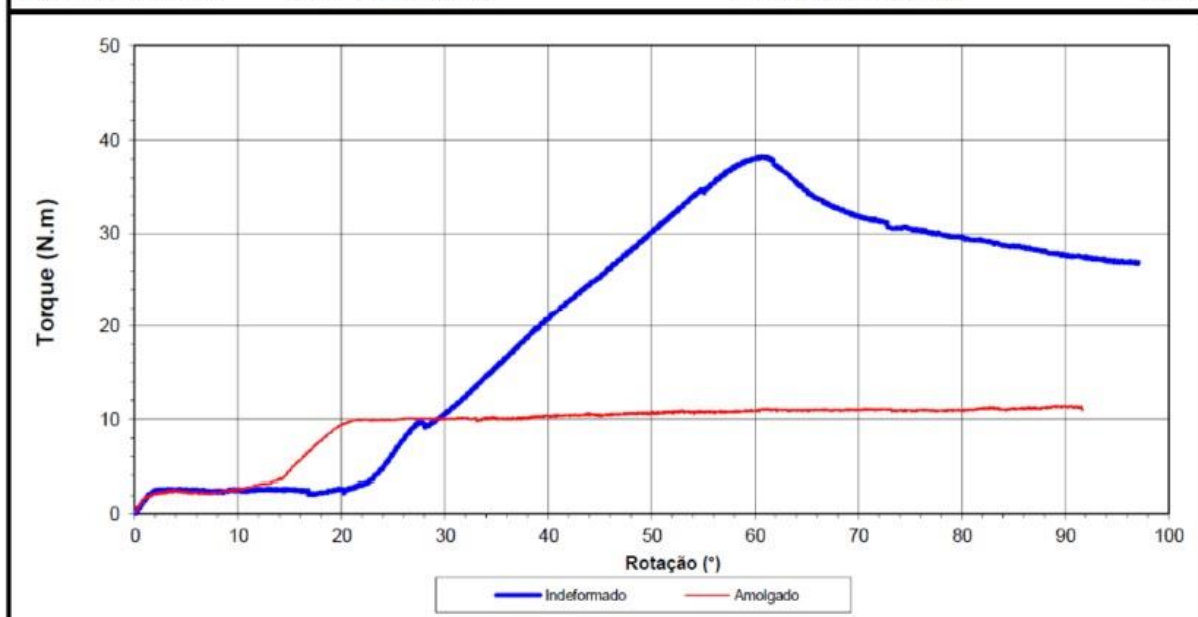
E: NÃO FORNECIDA

Cota (m) : NÃO FORNECIDA

Obra:



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	3.74	Atrito Amol. (Nm):	0.99
Profundidade (m):	5.00	Torque Ind. (Nm):	41.44	Torque Amol. (Nm):	13.84
		S <sub>u</sub> Ind. (kPa):	82.56	S <sub>u</sub> Amol. (kPa):	28.14



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	2.53	Atrito Amol. (Nm):	3.60
Profundidade (m):	5.50	Torque Ind. (Nm):	38.27	Torque Amol. (Nm):	11.41
		S <sub>u</sub> Ind. (kPa):	78.27	S <sub>u</sub> Amol. (kPa):	17.10

CLIENTE:

OBRA:

LOCAL: CACHOEIRINHA - RS

DATA: 04/05/2017 e 05/05/2017

VT-02

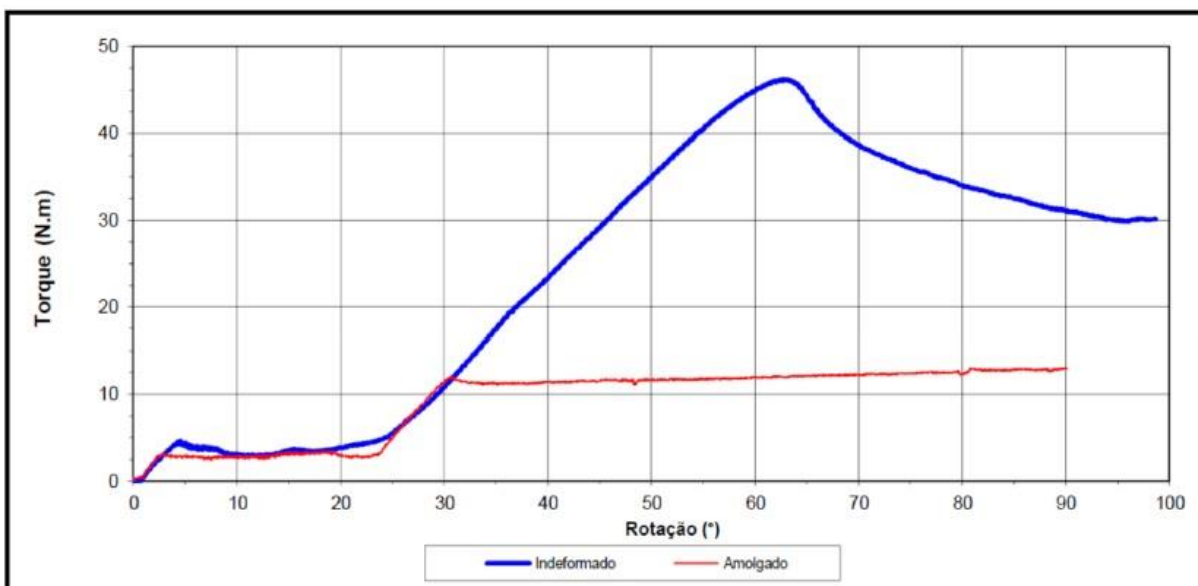
COORDENADAS N: NÃO FORNECIDA

Folha : 05/07

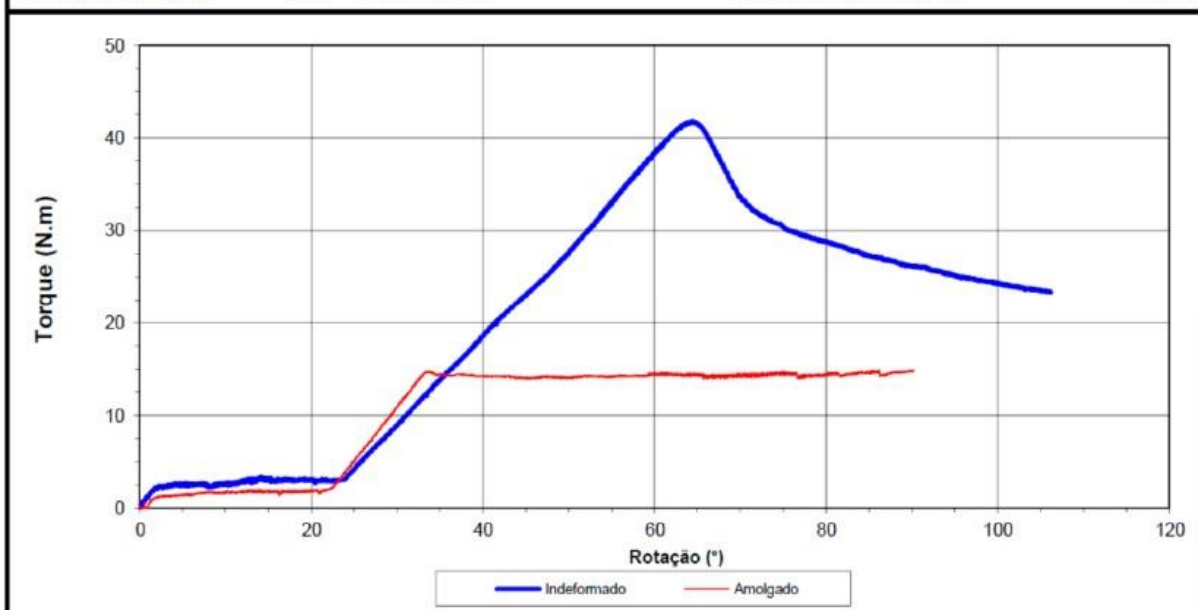
E: NÃO FORNECIDA

Cota (m) : NÃO FORNECIDA

Obra:



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	4.23	Atrito Amol. (Nm):	3.01
Profundidade (m):	6.00	Torque Ind. (Nm):	46.29	Torque Amol. (Nm):	13.05
		$S_u$ Ind. (kPa):	92.11	$S_u$ Amol. (kPa):	21.99



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	3.13	Atrito Amol. (Nm):	2.03
Profundidade (m):	6.50	Torque Ind. (Nm):	41.78	Torque Amol. (Nm):	14.86
		$S_u$ Ind. (kPa):	84.64	$S_u$ Amol. (kPa):	28.10

CLIENTE:

OBRA:

LOCAL: CACHOEIRINHA - RS

DATA: 04/05/2017 e 05/05/2017

VT-02

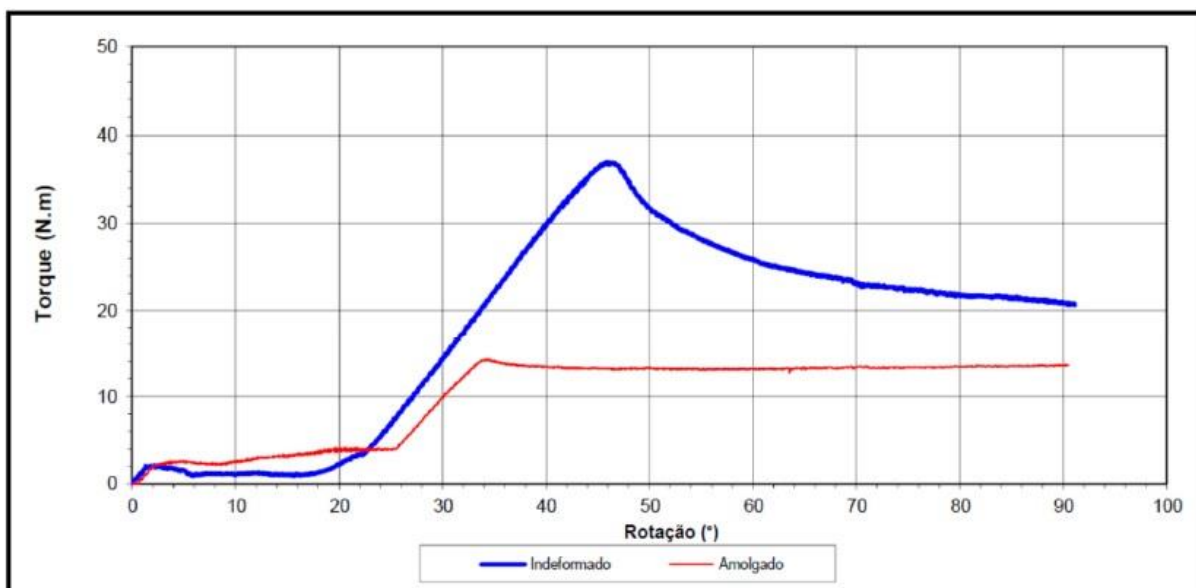
COORDENADAS N: NÃO FORNECIDA

Folha: 06/07

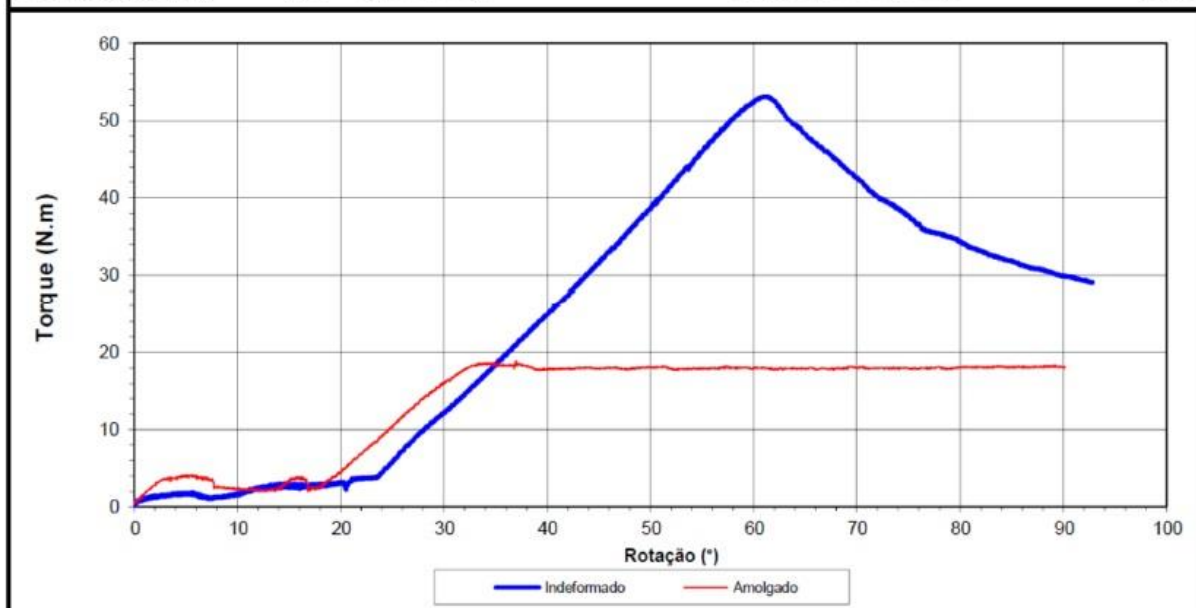
E: NÃO FORNECIDA

Cota (m): NÃO FORNECIDA

Obra:



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	1.47	Atrito Amol. (Nm):	3.97
Profundidade (m):	7.00	Torque Ind. (Nm):	37.00	Torque Amol. (Nm):	14.27
		$S_u$ Ind. (kPa):	77.81	$S_u$ Amol. (kPa):	22.56



Diâm. da Palheta:	100x50	Atrito Ind. (Nm):	3.77	Atrito Amol. (Nm):	3.52
Profundidade (m):	7.50	Torque Ind. (Nm):	53.08	Torque Amol. (Nm):	18.86
		$S_u$ Ind. (kPa):	107.99	$S_u$ Amol. (kPa):	33.59

CLIENTE:

OBRA:

LOCAL: CACHOEIRINHA - RS

DATA: 04/05/2017 e 05/05/2017

VT-02

COORDENADAS N: NÃO FORNECIDA

Folha: 07/07

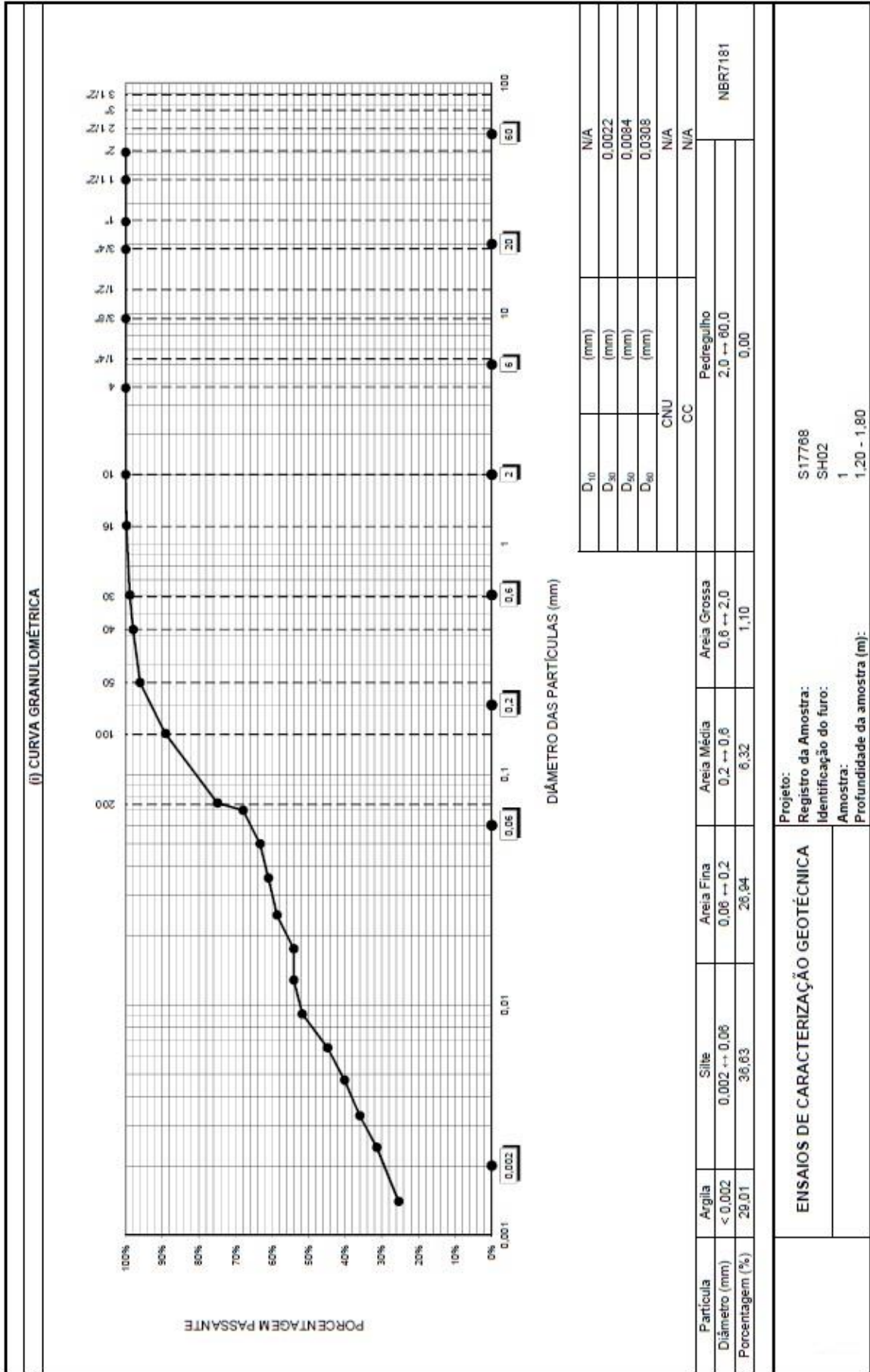
E: NÃO FORNECIDA

Cota (m): NÃO FORNECIDA

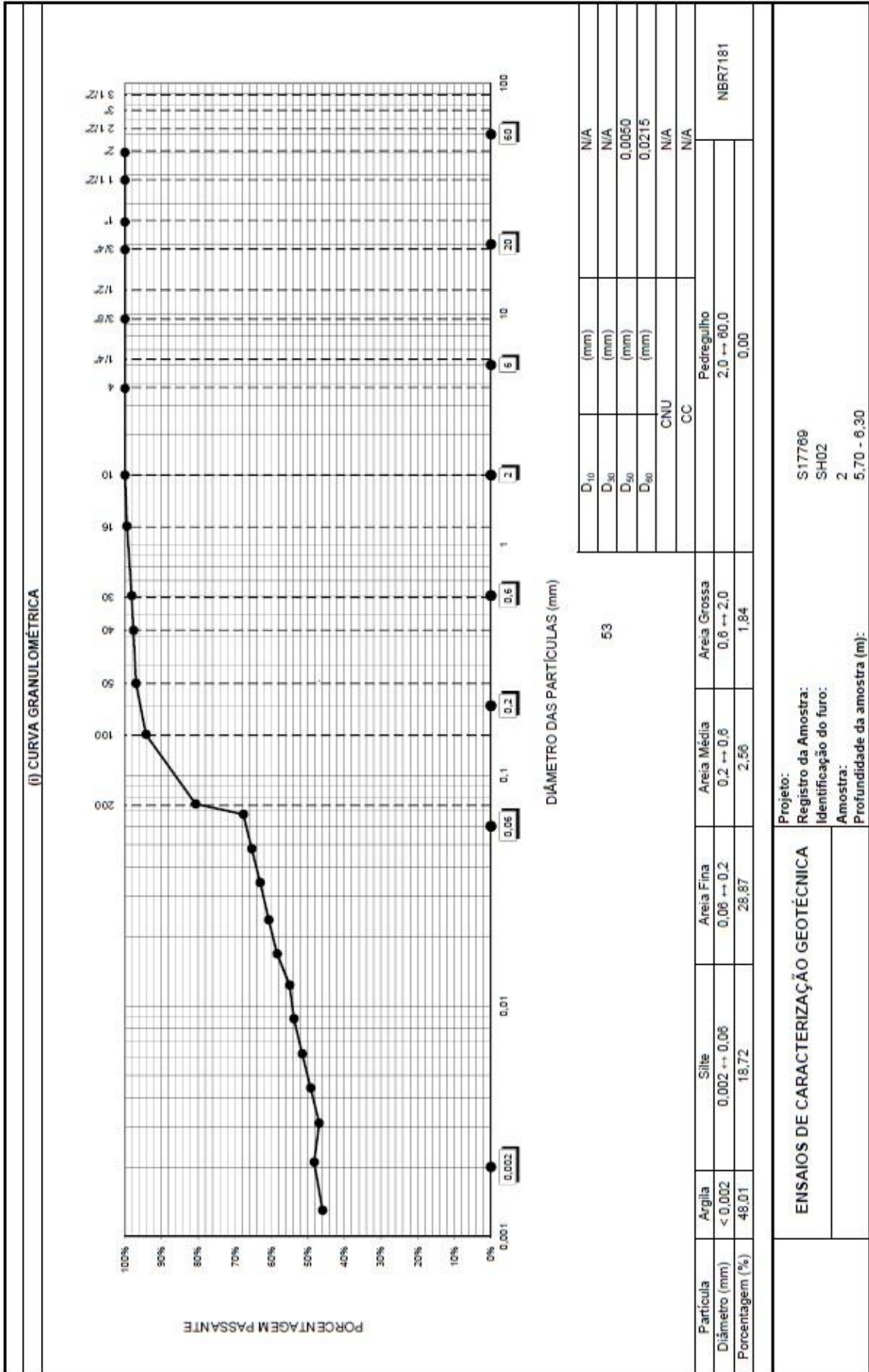
Obra:

## **ANEXO E – Ensaios de caracterização**

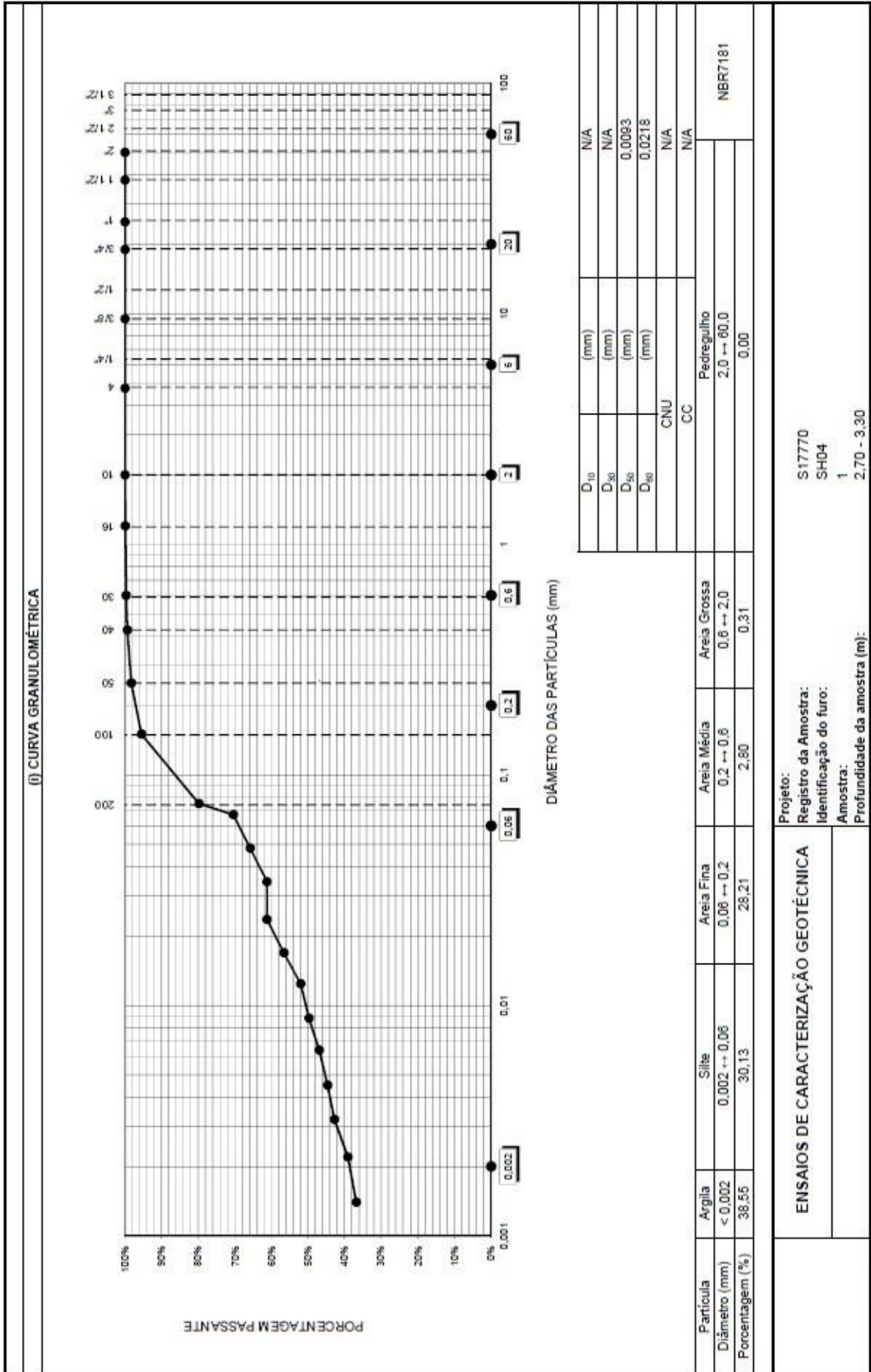




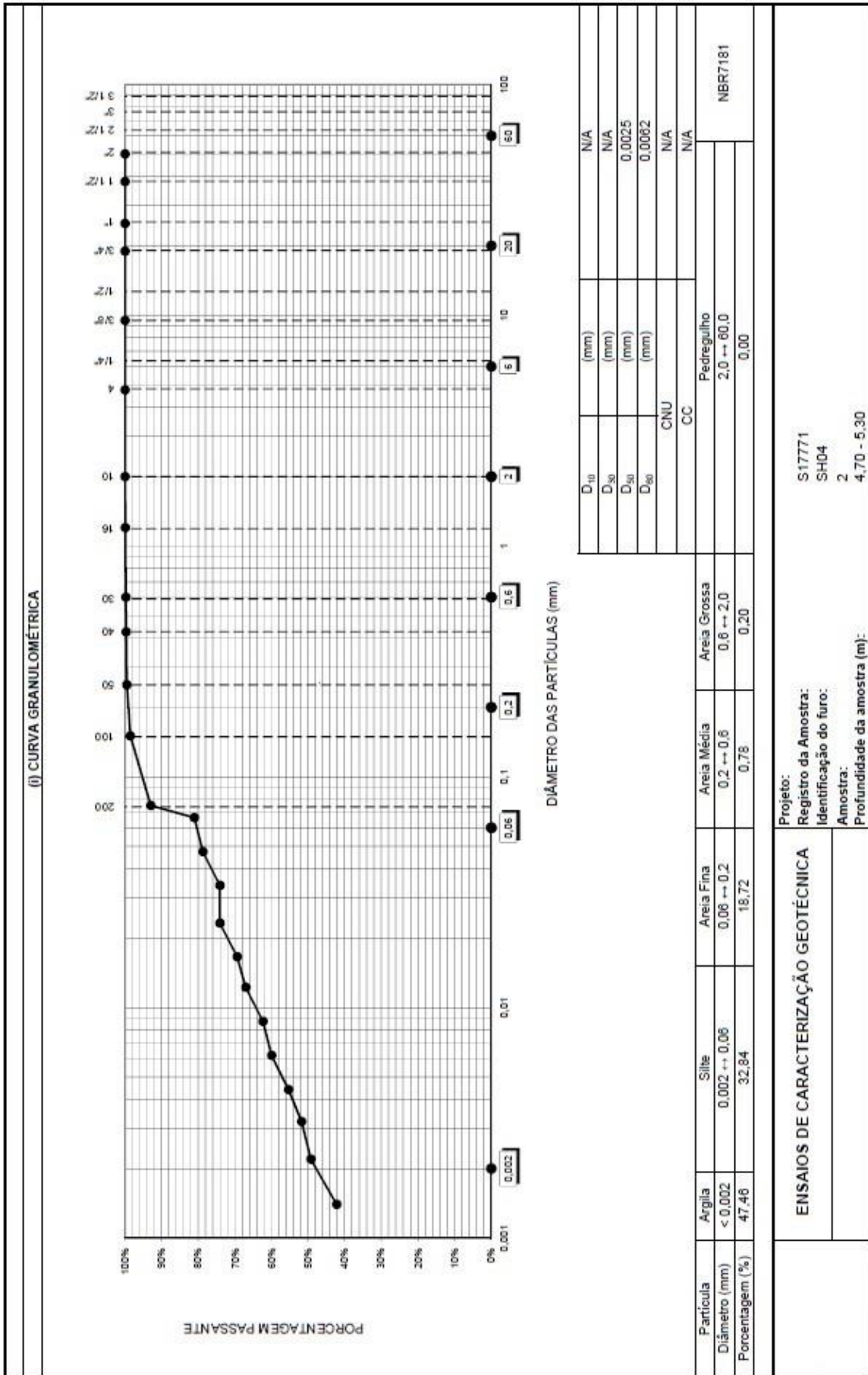
ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA					
Projeto: Registro da Amostra: S17768 Identificação do furo: SH02 Amostra: 1 Profundidade da amostra (m): 1,20 - 1,80					
<b>(ii) LIMITE DE LIQUIDEZ</b>					
<table border="1" style="margin: 10px auto;"> <tr> <td>Limite de Liquidez - <math>w_L</math> (%)</td> <td style="text-align: center;">38</td> </tr> </table>		Limite de Liquidez - $w_L$ (%)	38		
Limite de Liquidez - $w_L$ (%)	38				
<b>(iii) LIMITE DE PLASTICIDADE</b>					
Número da cápsula	354	483	1084	808	225
Massa cápsula (g)	3,70	3,66	3,55	3,19	3,70
Massa cap + solo úmido (g)	6,43	5,99	7,52	5,48	5,89
Massa cap + solo seco (g)	6,08	5,66	6,97	5,17	5,60
Umidade (%)	14,7	16,5	16,1	15,7	15,3
Limite de Plasticidade - $w_p$ (%)	16				
Índice de Plasticidade - IP (%)	22				
<b>(iv) MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS DO SOLO</b>					
Número do Picnômetro	62	63	64		
Massa esp. dos grãos ( $g/cm^3$ )	2,59	2,58	2,58		
Massa esp. dos grãos - $\gamma_s$ ( $g/cm^3$ )	2,58				
<b>(v) CLASSIFICAÇÃO TÁTIL-VISUAL</b>					
<b>(vi) COMENTÁRIOS</b>					



ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA					
Projeto: Registro da Amostra: S17769 Identificação do furo: SH02 Amostra: 2 Profundidade da amostra (m): 5,70 - 6,30					
<b>(ii) LIMITE DE LIQUIDEZ</b>					
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>Limite de Liquidez - <math>w_L</math> (%)</td> <td>53</td> </tr> </table>		Limite de Liquidez - $w_L$ (%)	53		
Limite de Liquidez - $w_L$ (%)	53				
<b>(iii) LIMITE DE PLASTICIDADE</b>					
Número da cápsula	402	520	218	311	442
Massa cápsula (g)	3,06	3,76	3,73	3,63	2,93
Massa cap + solo úmido (g)	7,64	7,84	7,38	7,52	7,73
Massa cap + solo seco (g)	6,70	6,99	6,61	6,71	6,71
Umidade (%)	25,8	26,3	26,7	26,3	27,0
Limite de Plasticidade - $w_p$ (%)	26				
Índice de Plasticidade - IP (%)	27				
<b>(iv) MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS DO SOLO</b>					
Número do Picnômetro	37	42	46		
Massa esp. dos grãos ( $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ))	2,69	2,70	2,68		
Massa esp. dos grãos - $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,69				
<b>(v) CLASSIFICAÇÃO TÁTIL-VISUAL</b>					
-					
<b>(vi) COMENTÁRIOS</b>					



ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA																																				
Projeto: Registro da Amostra: S17770 Identificação do furo: SH04 Amostra: 1 Profundidade da amostra (m): 2,70 - 3,30																																				
<b>(ii) LIMITE DE LIQUIDEZ</b>																																				
<table border="1" style="margin: 10px auto;"> <caption>Data points from the Liquid Limit Chart</caption> <thead> <tr> <th>Número de Golpes</th> <th>Umidade (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>15</td> <td>46,5</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>44,5</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>43,0</td> </tr> <tr> <td>35</td> <td>41,5</td> </tr> </tbody> </table>		Número de Golpes	Umidade (%)	15	46,5	20	44,5	25	43,0	35	41,5																									
Número de Golpes	Umidade (%)																																			
15	46,5																																			
20	44,5																																			
25	43,0																																			
35	41,5																																			
<table border="1" style="margin: 10px auto;"> <tr> <td>Limite de Liquidez - <math>w_L</math> (%)</td> <td style="text-align: center;">43</td> </tr> </table>		Limite de Liquidez - $w_L$ (%)	43																																	
Limite de Liquidez - $w_L$ (%)	43																																			
<b>(iii) LIMITE DE PLASTICIDADE</b>																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr> <td>Número da cápsula</td> <td></td> <td>498</td> <td>522</td> <td>1027</td> </tr> <tr> <td>Massa cápsula (g)</td> <td></td> <td>3,74</td> <td>3,64</td> <td>3,69</td> </tr> <tr> <td>Massa cap + solo úmido (g)</td> <td></td> <td>6,92</td> <td>6,38</td> <td>6,64</td> </tr> <tr> <td>Massa cap + solo seco (g)</td> <td></td> <td>6,47</td> <td>5,98</td> <td>6,23</td> </tr> <tr> <td>Umidade (%)</td> <td></td> <td>16,5</td> <td>17,1</td> <td>16,1</td> </tr> <tr> <td>Limite de Plasticidade - <math>w_p</math> (%)</td> <td style="text-align: center;">17</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidade - IP (%)</td> <td style="text-align: center;">26</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Número da cápsula		498	522	1027	Massa cápsula (g)		3,74	3,64	3,69	Massa cap + solo úmido (g)		6,92	6,38	6,64	Massa cap + solo seco (g)		6,47	5,98	6,23	Umidade (%)		16,5	17,1	16,1	Limite de Plasticidade - $w_p$ (%)	17				Índice de Plasticidade - IP (%)	26			
Número da cápsula		498	522	1027																																
Massa cápsula (g)		3,74	3,64	3,69																																
Massa cap + solo úmido (g)		6,92	6,38	6,64																																
Massa cap + solo seco (g)		6,47	5,98	6,23																																
Umidade (%)		16,5	17,1	16,1																																
Limite de Plasticidade - $w_p$ (%)	17																																			
Índice de Plasticidade - IP (%)	26																																			
<b>(iv) MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS DO SOLO</b>																																				
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr> <td>Número do Picnômetro</td> <td style="text-align: center;">27</td> <td style="text-align: center;">29</td> <td style="text-align: center;">33</td> </tr> <tr> <td>Massa esp. dos grãos (<math>g/cm^3</math>)</td> <td style="text-align: center;">2,65</td> <td style="text-align: center;">2,64</td> <td style="text-align: center;">2,65</td> </tr> <tr> <td>Massa esp. dos grãos - <math>\gamma_s</math> (<math>g/cm^3</math>)</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">2,65</td> </tr> </tbody> </table>		Número do Picnômetro	27	29	33	Massa esp. dos grãos ( $g/cm^3$ )	2,65	2,64	2,65	Massa esp. dos grãos - $\gamma_s$ ( $g/cm^3$ )	2,65																									
Número do Picnômetro	27	29	33																																	
Massa esp. dos grãos ( $g/cm^3$ )	2,65	2,64	2,65																																	
Massa esp. dos grãos - $\gamma_s$ ( $g/cm^3$ )	2,65																																			
<b>(v) CLASSIFICAÇÃO TÁTIL-VISUAL</b>																																				
<b>(vi) COMENTÁRIOS</b>																																				



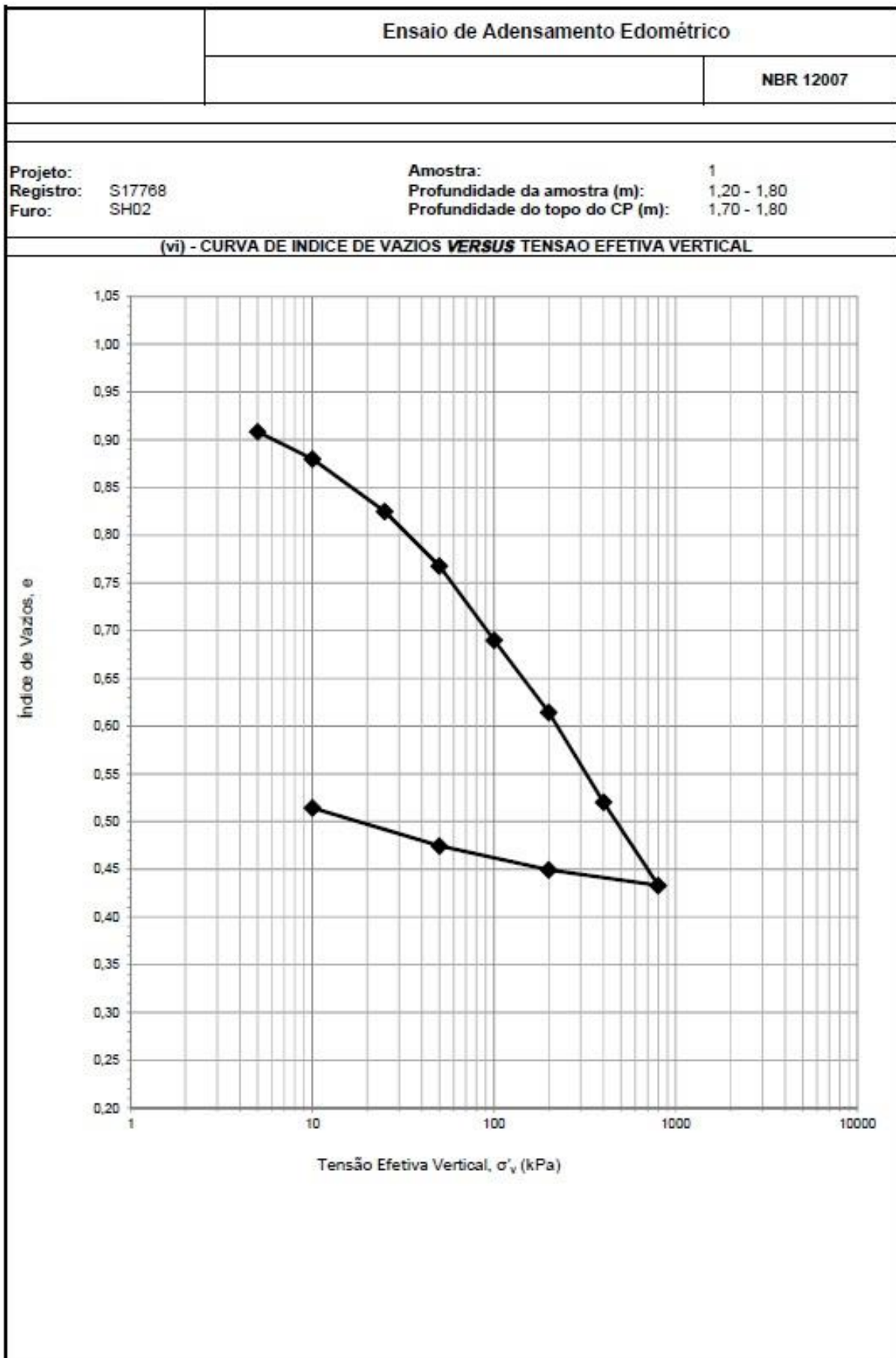
ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA																																											
Projeto: Registro da Amostra: S17771 Identificação do furo: SH04 Amostra: 2 Profundidade da amostra (m): 4,70 - 5,30																																											
<b>(ii) LIMITE DE LIQUIDEZ</b>																																											
<table border="1" style="margin: 10px auto;"> <tr> <td>Limite de Liquidez - <math>w_L</math> (%):</td> <td style="text-align: center;">55</td> </tr> </table>		Limite de Liquidez - $w_L$ (%):	55																																								
Limite de Liquidez - $w_L$ (%):	55																																										
<b>(iii) LIMITE DE PLASTICIDADE</b>																																											
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Número da cápsula</td> <td>9</td> <td>494</td> <td>101</td> <td>479</td> <td>431</td> </tr> <tr> <td>Massa cápsula (g)</td> <td>4,47</td> <td>3,74</td> <td>3,87</td> <td>3,05</td> <td>3,05</td> </tr> <tr> <td>Massa cap + solo úmido (g)</td> <td>7,03</td> <td>5,90</td> <td>6,18</td> <td>6,03</td> <td>6,04</td> </tr> <tr> <td>Massa cap + solo seco (g)</td> <td>6,58</td> <td>5,54</td> <td>5,79</td> <td>5,51</td> <td>5,53</td> </tr> <tr> <td>Umidade (%)</td> <td>21,3</td> <td>20,0</td> <td>20,3</td> <td>21,1</td> <td>20,6</td> </tr> <tr> <td>Limite de Plasticidade - <math>w_p</math> (%)</td> <td>21</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidade - IP (%)</td> <td>34</td> <td colspan="4"></td> </tr> </table>		Número da cápsula	9	494	101	479	431	Massa cápsula (g)	4,47	3,74	3,87	3,05	3,05	Massa cap + solo úmido (g)	7,03	5,90	6,18	6,03	6,04	Massa cap + solo seco (g)	6,58	5,54	5,79	5,51	5,53	Umidade (%)	21,3	20,0	20,3	21,1	20,6	Limite de Plasticidade - $w_p$ (%)	21					Índice de Plasticidade - IP (%)	34				
Número da cápsula	9	494	101	479	431																																						
Massa cápsula (g)	4,47	3,74	3,87	3,05	3,05																																						
Massa cap + solo úmido (g)	7,03	5,90	6,18	6,03	6,04																																						
Massa cap + solo seco (g)	6,58	5,54	5,79	5,51	5,53																																						
Umidade (%)	21,3	20,0	20,3	21,1	20,6																																						
Limite de Plasticidade - $w_p$ (%)	21																																										
Índice de Plasticidade - IP (%)	34																																										
<b>(iv) MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS DO SOLO</b>																																											
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Número do Picnômetro</td> <td>2</td> <td>13</td> <td>18</td> </tr> <tr> <td>Massa esp. dos grãos (<math>g/cm^3</math>)</td> <td>2,80</td> <td>2,61</td> <td>2,61</td> </tr> <tr> <td>Massa esp. dos grãos - <math>\gamma_s</math> (<math>g/cm^3</math>)</td> <td>2,81</td> <td colspan="2"></td> </tr> </table>		Número do Picnômetro	2	13	18	Massa esp. dos grãos ( $g/cm^3$ )	2,80	2,61	2,61	Massa esp. dos grãos - $\gamma_s$ ( $g/cm^3$ )	2,81																																
Número do Picnômetro	2	13	18																																								
Massa esp. dos grãos ( $g/cm^3$ )	2,80	2,61	2,61																																								
Massa esp. dos grãos - $\gamma_s$ ( $g/cm^3$ )	2,81																																										
<b>(v) CLASSIFICAÇÃO TÁTIL-VISUAL</b>																																											
<b>(vi) COMENTÁRIOS</b>																																											

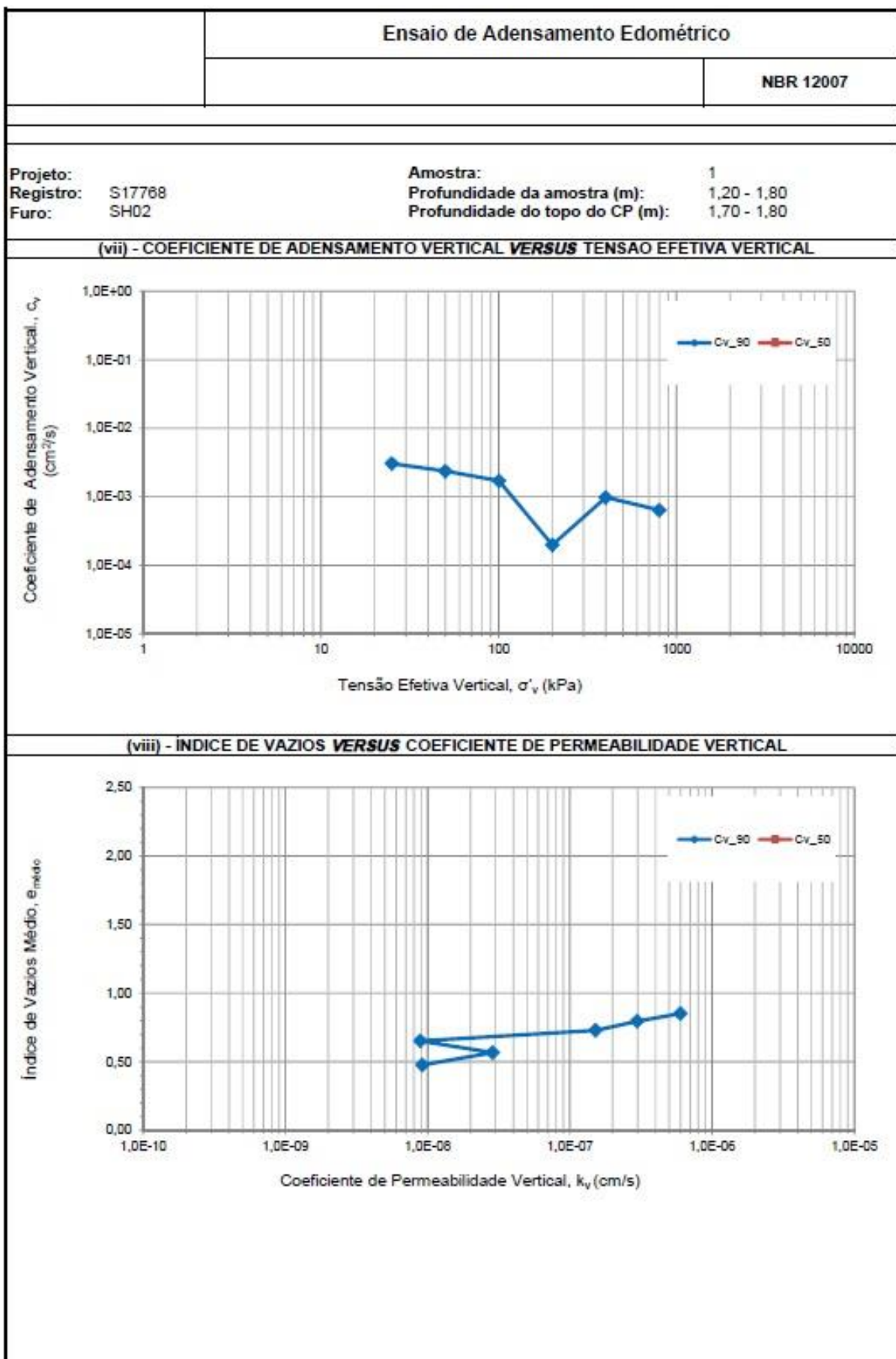


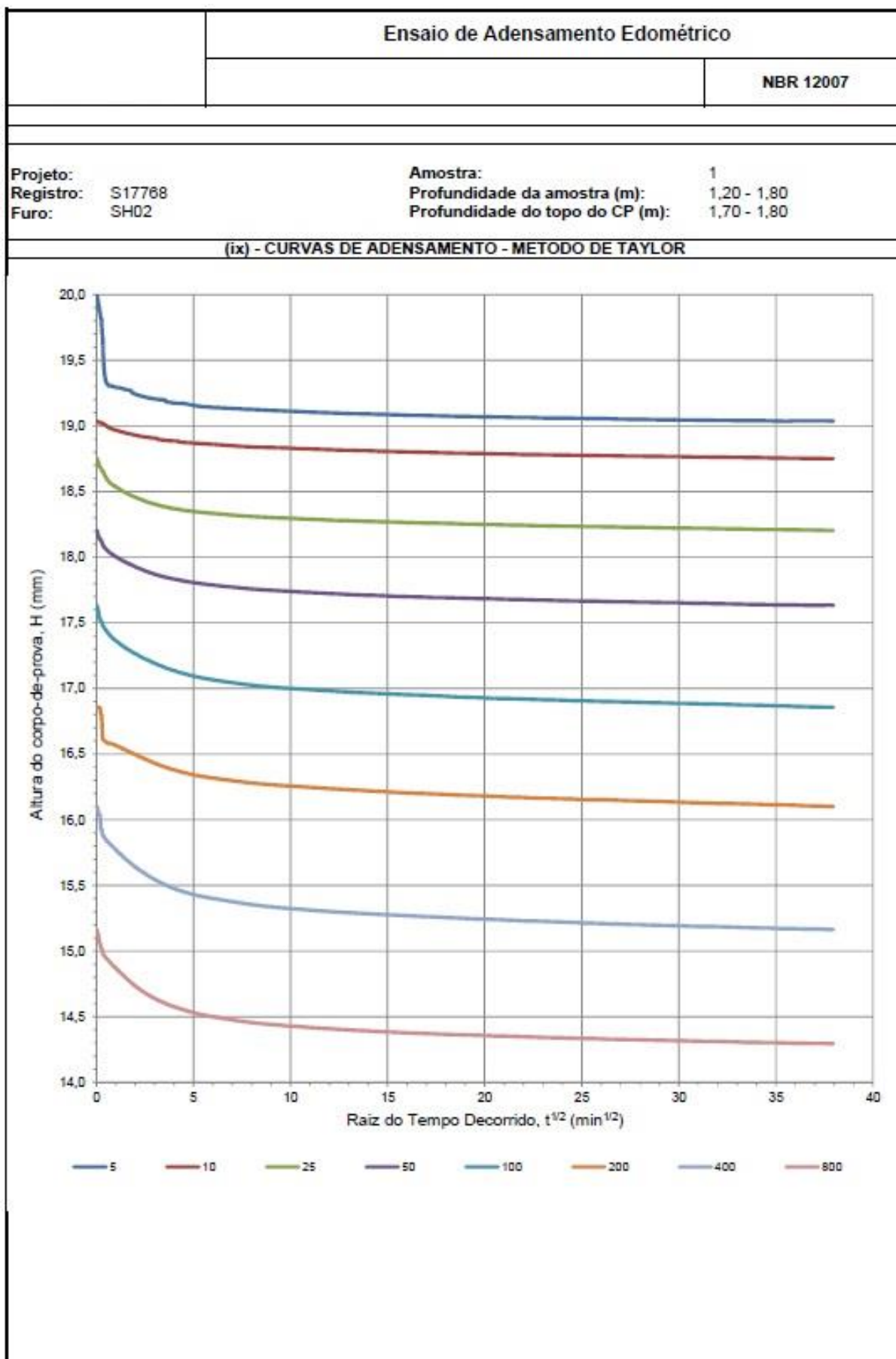
## **ANEXO F – Ensaio de adensamento oedométrico**

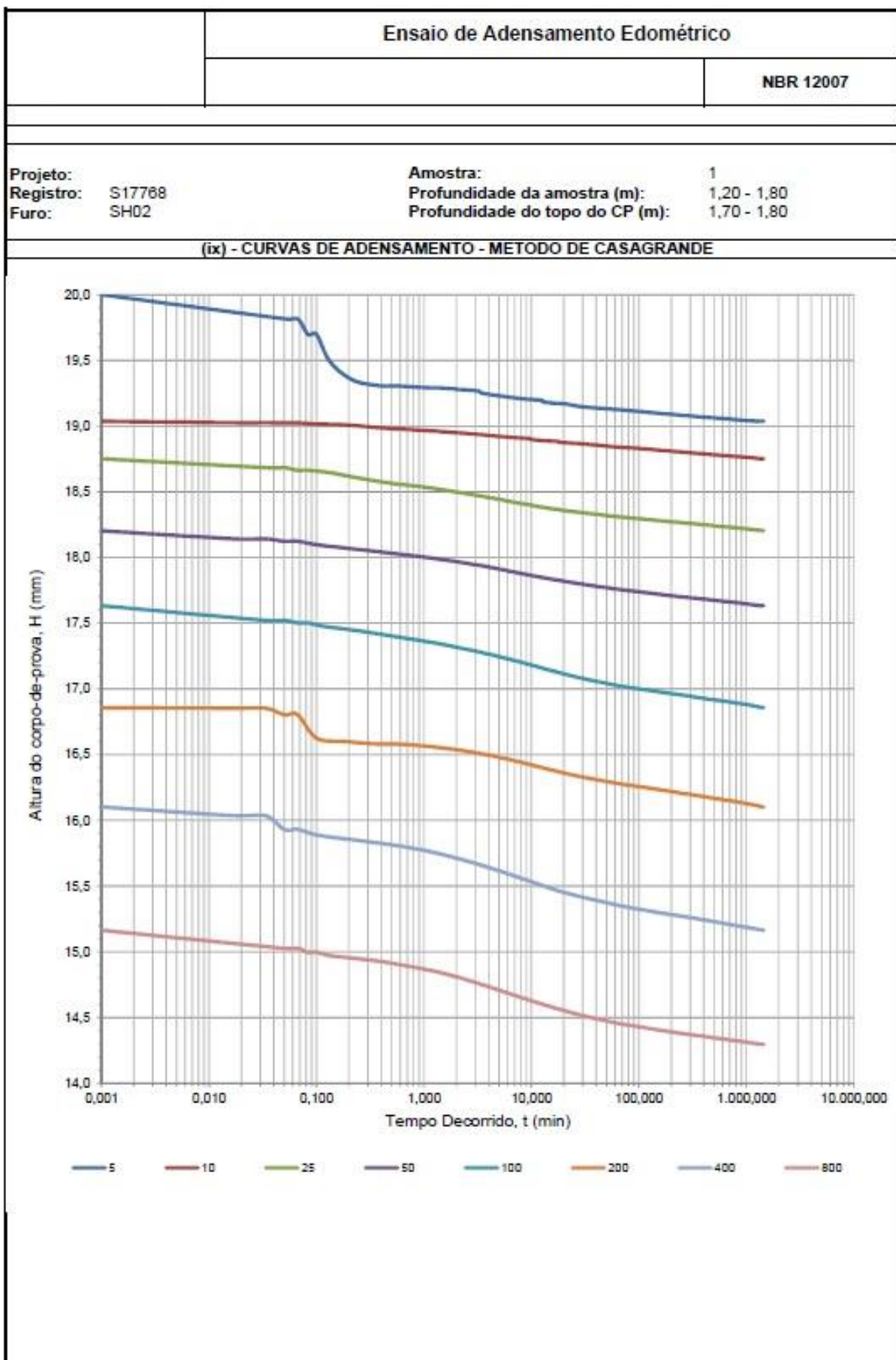
Ensaio de Adensamento Edométrico	
	NBR 12007
Projeto:	Amostra: 1
Registro: S17768	Profundidade da amostra (m): 1,20 - 1,80
Furo: SH02	Profundidade do topo do CP (m): 1,70 - 1,80
<b>(i) - CARACTERÍSTICAS INICIAIS DO CORPO-DE-PROVA</b>	
<b>Classificação Tátil-visual</b>	
Descrição Tátil-visual: -	
<b>Anel de Adensamento</b>	
Tipo:	Fixo
Diâmetro externo (mm):	55,00
Altura (mm):	20,00
<b>Índices Físicos Iniciais do Corpo-de-Prova</b>	
Massa, m (g):	68,69
Diâmetro da amostra, $D_0$ (mm):	50,00
Altura, $H_0$ (mm):	20,00
Área, $A_0$ (cm <sup>2</sup> ):	19,63
Índice de Vazios, $e_0$ :	1,005
Massa Esp. Grãos, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ):	2,58
Teor de Umidade, $w_0$ (%):	35,9
Peso Esp. Aparente, $\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ):	17,50
Peso Esp. Seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ):	12,88
Grau de Saturação, $S_0$ (%):	92
Índice de qualidade, $\Delta e_{\sigma_{v0}}/e_0$ :	-
<b>(ii) - CARACTERÍSTICAS FINAIS DO CORPO-DE-PROVA</b>	
<b>Índices Físicos Finais do Corpo-de-Prova</b>	
Teor de Umidade, $w_f$ (%):	19,9
Índice de Vazios, $e_f$ :	0,514
Grau de Saturação, $S_f$ (%):	100
<b>(iii) - RESULTADOS FINAIS DO ENSAIO</b>	
<b>Resultados Finais</b>	
Índice de Compressão ( $C_c$ ):	0,302
Índice de Recompressão ( $C_r$ ):	0,094
Índice de Expansão ( $C_e$ ):	0,044
Tensão de pré-adensamento <sup>(1)</sup> ( $\sigma'_{vm}$ ):	28
Índice de vazios <sup>(1)</sup> ( $e_{\sigma_{vm}}$ ):	0,880
<small>(1) A tensão de pré-adensamento (<math>\sigma'_{vm}</math>) e o índice de vazios correspondente (<math>e_{\sigma_{vm}}</math>) foram estimados através do Método Pacheco Silva.</small>	
<b>(iv) - COMENTÁRIOS</b>	







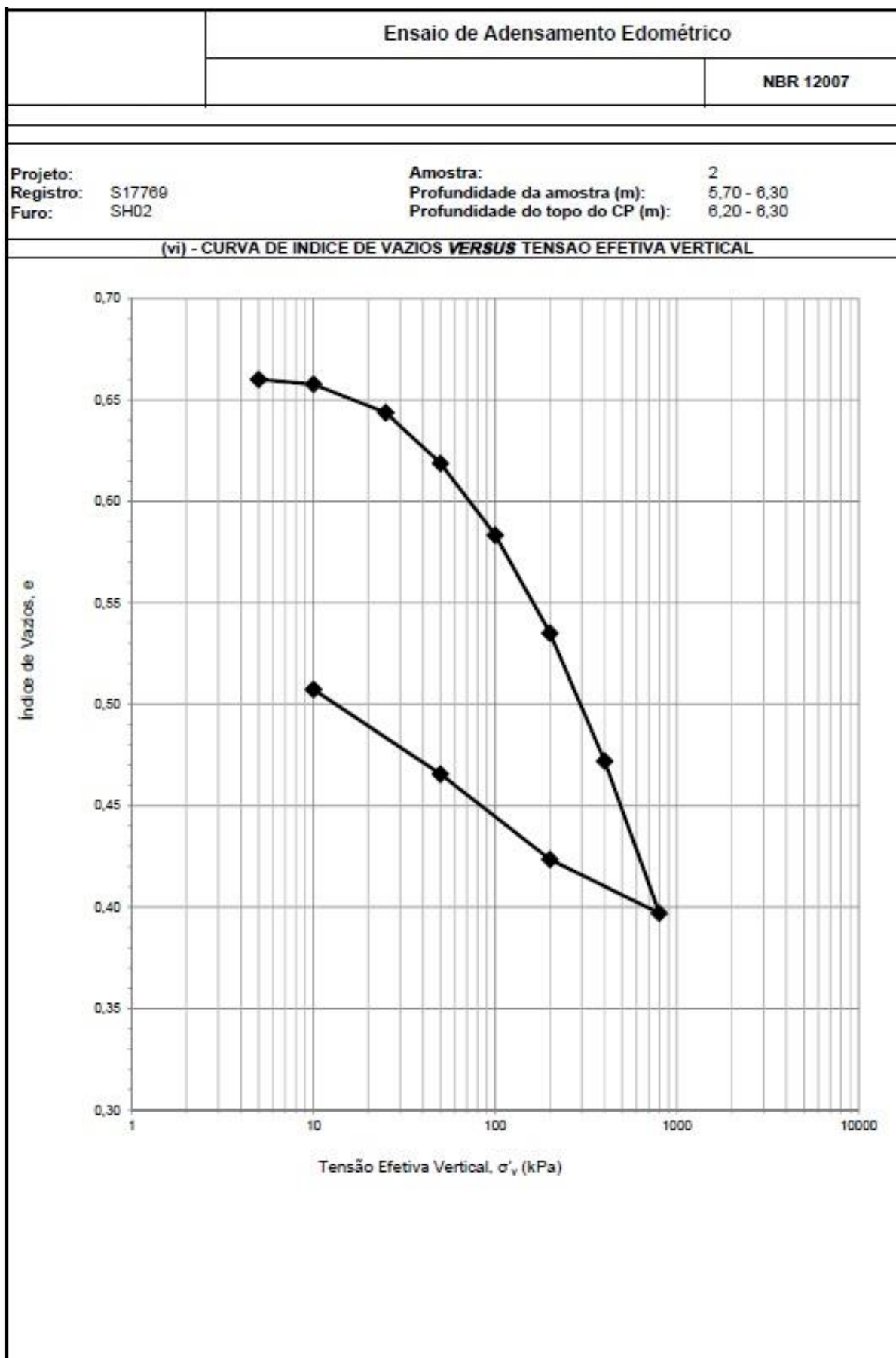


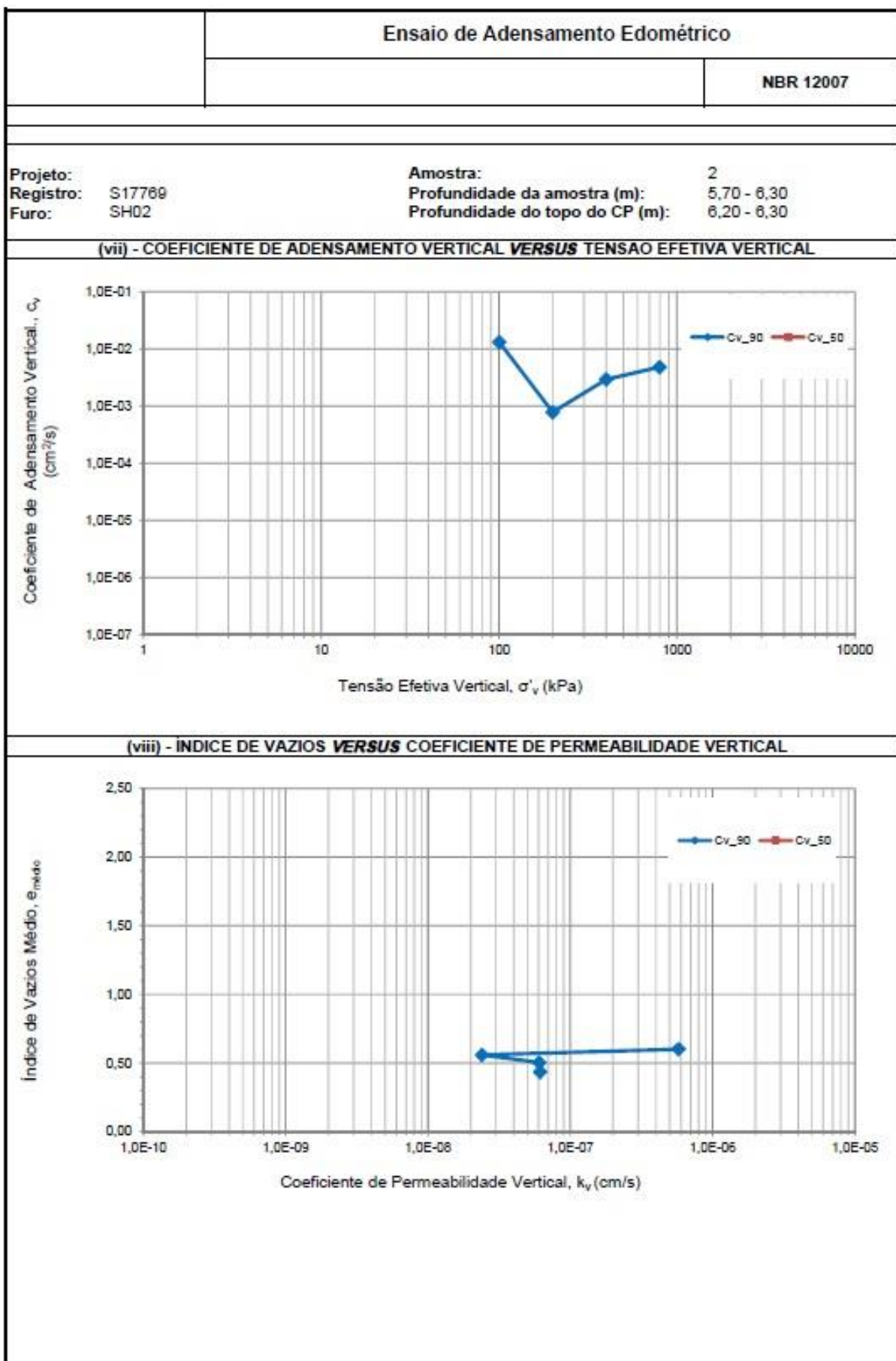


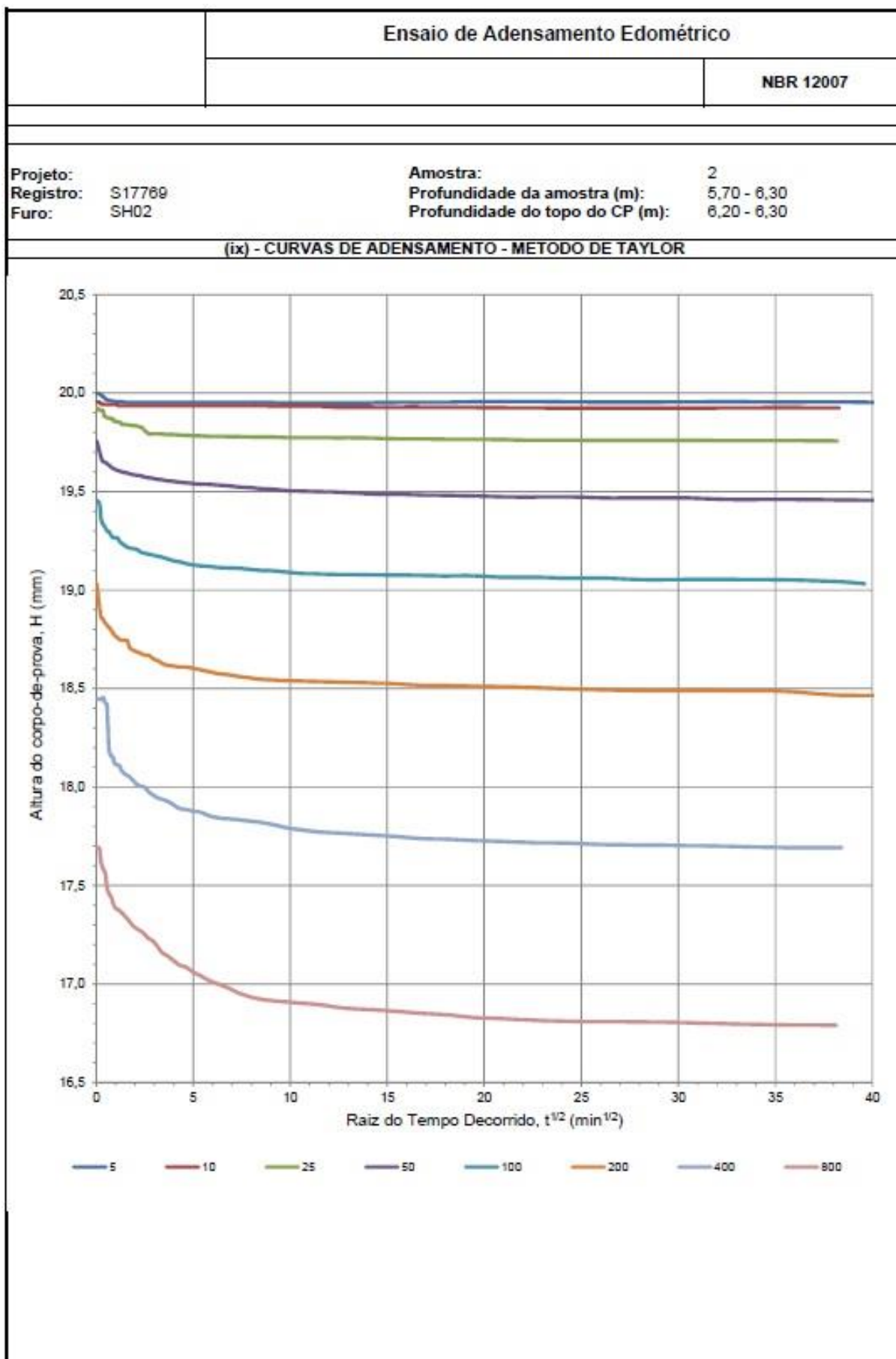
Ensaio de Adensamento Edométrico	
NBR 12007	
Projeto:	Amostra:
Registro: S17769	Profundidade da amostra (m): 5,70 - 6,30
Furo: SH02	Profundidade do topo do CP (m): 6,20 - 6,30
<b>(i) - CARACTERÍSTICAS INICIAIS DO CORPO-DE-PROVA</b>	
<b>Classificação Tátil-visual</b>	
Descrição Tátil-visual: -	
<b>Anel de Adensamento</b>	
Tipo:	Fixo
Diâmetro externo (mm):	75,00
Altura (mm):	20,00
<b>Índices Físicos Iniciais do Corpo-de-Prova</b>	
Massa, m (g):	155,08
Diâmetro da amostra, $D_0$ (mm):	70,00
Altura, $H_0$ (mm):	20,00
Área, $A_0$ (cm <sup>2</sup> ):	38,48
Índice de Vazios, $e_0$ :	0,664
Massa Esp. Grãos, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ):	2,69
Teor de Umidade, $w_0$ (%):	24,6
Peso Esp. Aparente, $\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ):	20,15
Peso Esp. Seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ):	16,17
Grau de Saturação, $S_0$ (%):	100
Índice de qualidade, $\Delta e_{0vd}/e_0$ :	-
<b>(ii) - CARACTERÍSTICAS FINAIS DO CORPO-DE-PROVA</b>	
<b>Índices Físicos Finais do Corpo-de-Prova</b>	
Teor de Umidade, $w_f$ (%):	18,9
Índice de Vazios, $e_f$ :	0,507
Grau de Saturação, $S_f$ (%):	100
<b>(iii) - RESULTADOS FINAIS DO ENSAIO</b>	
<b>Resultados Finais</b>	
Índice de Compressão ( $C_c$ ):	0,230
Índice de Recompressão ( $C_r$ ):	0,023
Índice de Expansão ( $C_e$ ):	0,060
Tensão de pré-adensamento <sup>(1)</sup> ( $\sigma'_{vm}$ ):	91
Índice de vazios <sup>(1)</sup> ( $e_{\sigma'_{vm}}$ ):	0,610
<small>(1) A tensão de pré-adensamento (<math>\sigma'_{vm}</math>) e o índice de vazios correspondente (<math>e_{\sigma'_{vm}}</math>) foram estimados através do Método Paheco Silva.</small>	
<b>(iv) - COMENTÁRIOS</b>	

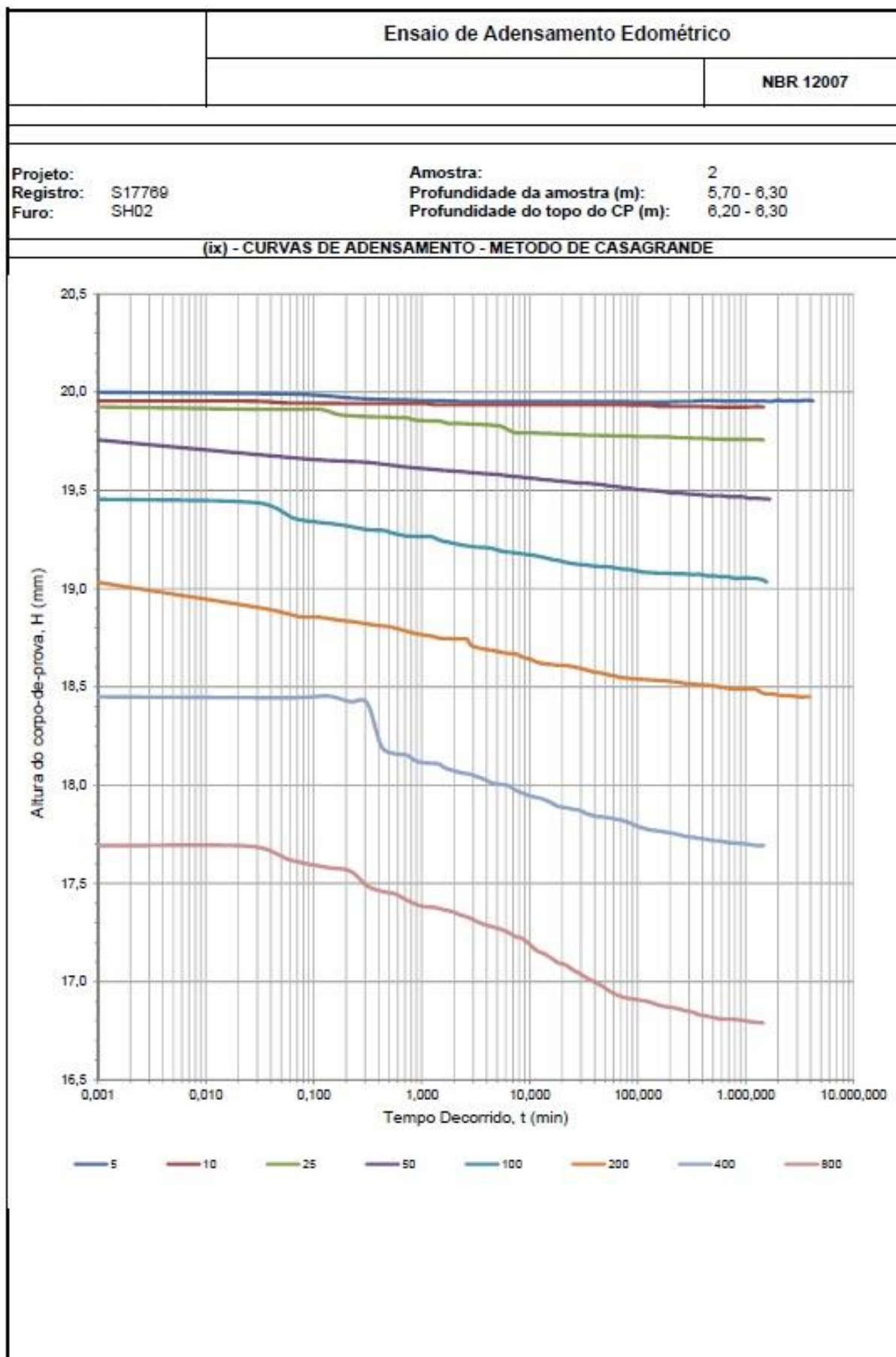






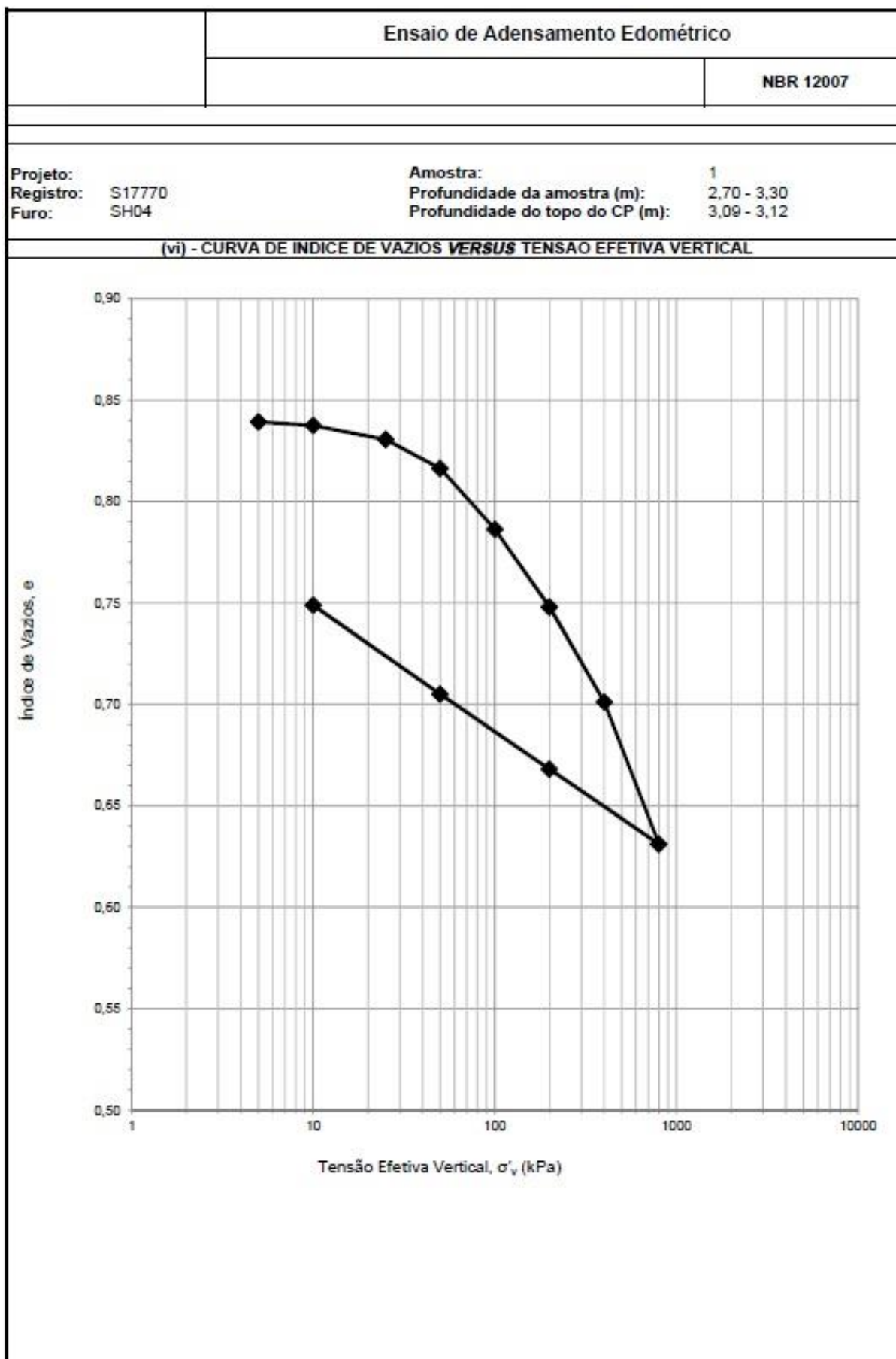




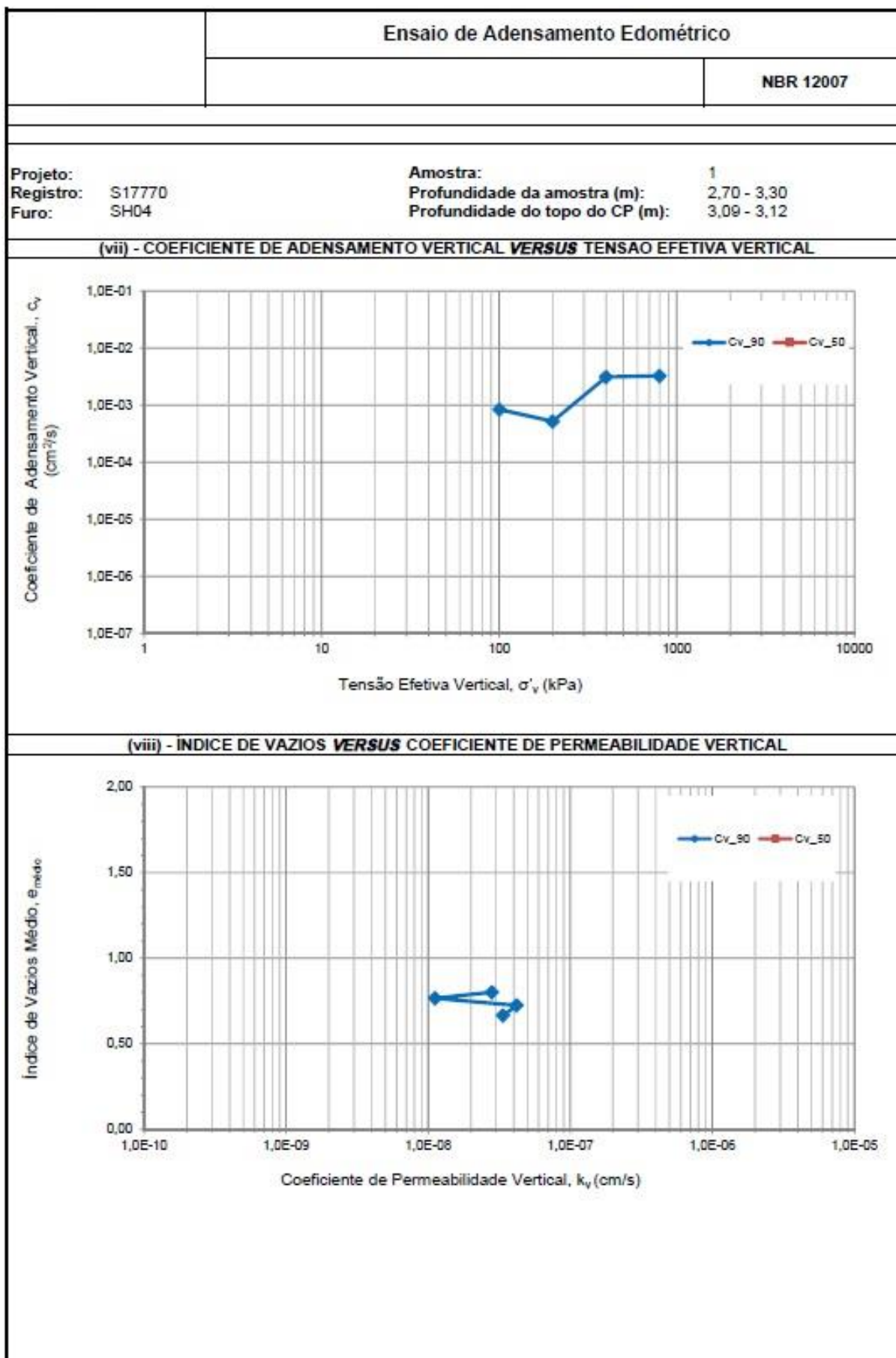


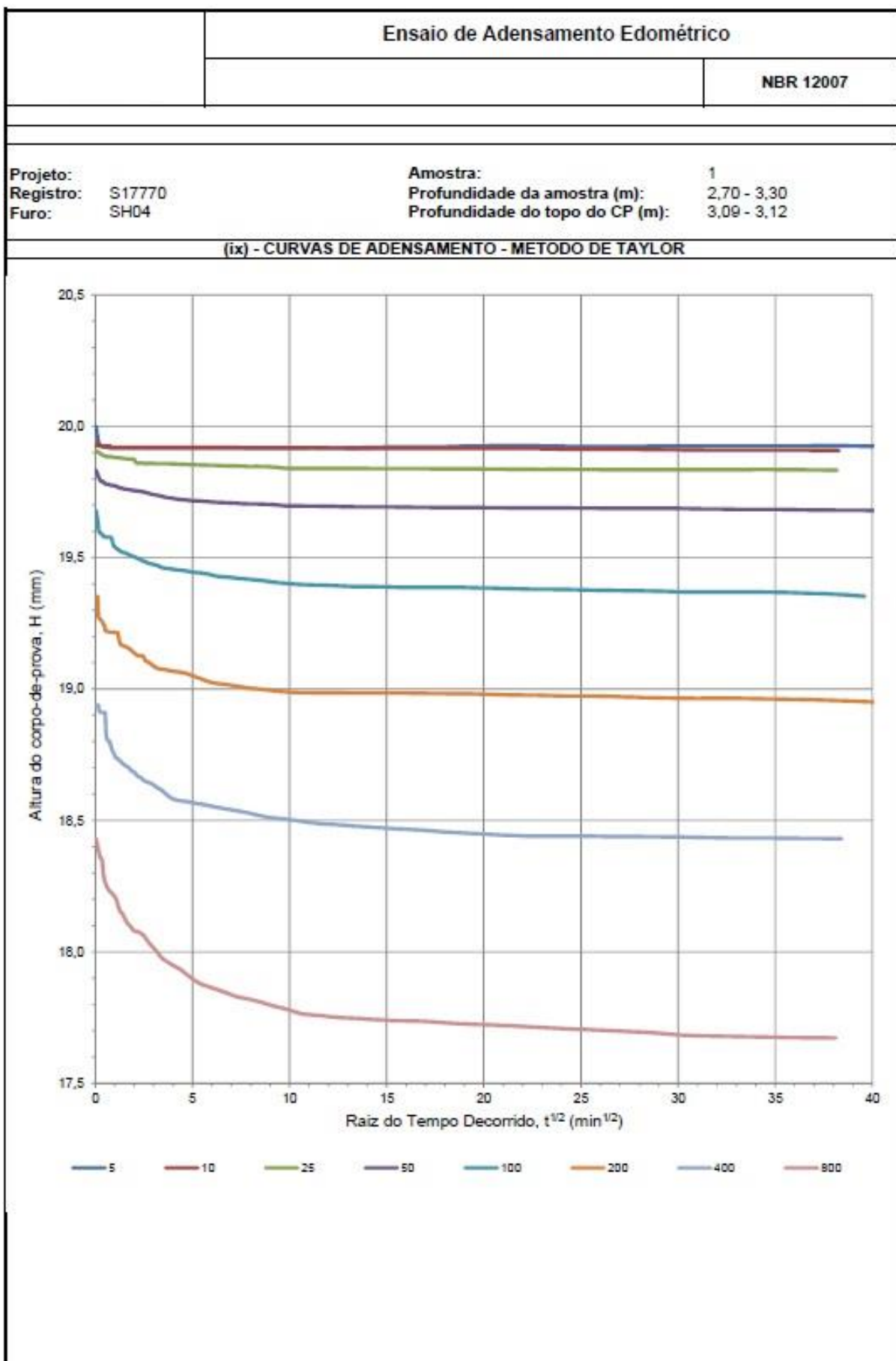
Ensaio de Adensamento Edométrico	
	NBR 12007
<b>Projeto:</b> <b>Registro:</b> S17770 <b>Furo:</b> SH04	<b>Amostra:</b> 1 <b>Profundidade da amostra (m):</b> 2,70 - 3,30 <b>Profundidade do topo do CP (m):</b> 3,09 - 3,12
<b>(i) - CARACTERÍSTICAS INICIAIS DO CORPO-DE-PROVA</b>	
<b>Classificação Tátil-visual</b>	
Descrição Tátil-visual: -	
<b>Anel de Adensamento</b>	
Tipo:	Fixo
Diâmetro externo (mm):	75,00
Altura (mm):	20,00
<b>Índices Físicos Iniciais do Corpo-de-Prova</b>	
Massa, m (g):	145,65
Diâmetro da amostra, $D_0$ (mm):	70,00
Altura, $H_0$ (mm):	20,00
Área, $A_0$ (cm <sup>2</sup> ):	38,48
Índice de Vazios, $e_0$ :	0,846
Massa Esp. Grãos, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ):	2,65
Teor de Umidade, $w_0$ (%):	32,0
Peso Esp. Aparente, $\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ):	18,93
Peso Esp. Seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ):	14,34
Grau de Saturação, $S_0$ (%):	100
Índice de qualidade, $\Delta e_{sv0}/e_0$ :	-
<b>(ii) - CARACTERÍSTICAS FINAIS DO CORPO-DE-PROVA</b>	
<b>Índices Físicos Finais do Corpo-de-Prova</b>	
Teor de Umidade, $w_f$ (%):	26,4
Índice de Vazios, $e_f$ :	0,749
Grau de Saturação, $S_f$ (%):	93
<b>(iii) - RESULTADOS FINAIS DO ENSAIO</b>	
<b>Resultados Finais</b>	
Índice de Compressão ( $C_c$ ):	0,233
Índice de Recompressão ( $C_r$ ):	0,014
Índice de Expansão ( $C_e$ ):	0,062
Tensão de pré-adensamento <sup>(1)</sup> ( $\sigma'_{vm}$ ):	180
Índice de vazios <sup>(1)</sup> ( $e_{\sigma'_{vm}}$ ):	0,790
<sup>(1)</sup> A tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e o Índice de vazios correspondente ( $e_{\sigma'_{vm}}$ ) foram estimados através do Método Pacheco Silva.	
<b>(iv) - COMENTÁRIOS</b>	

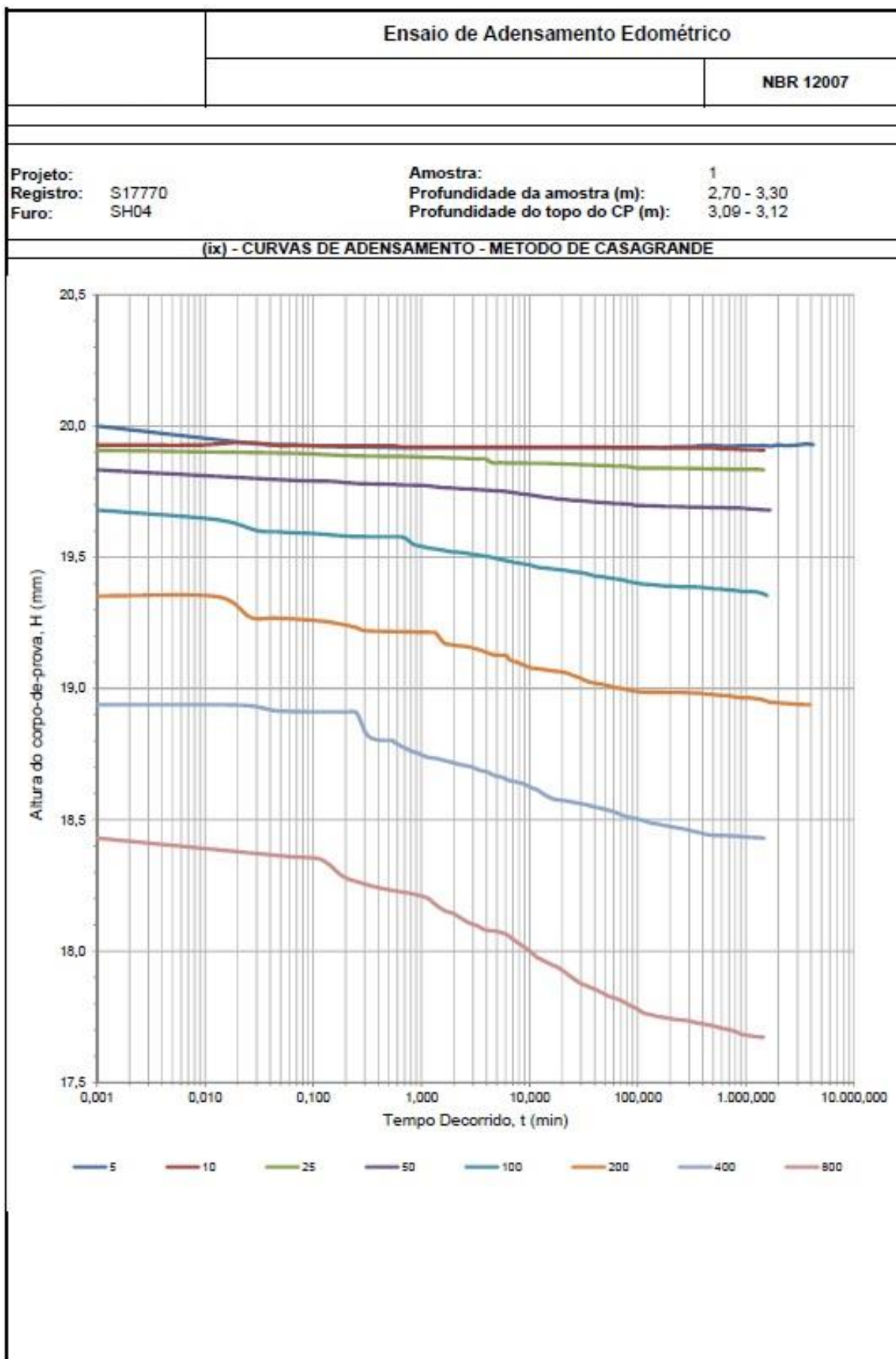






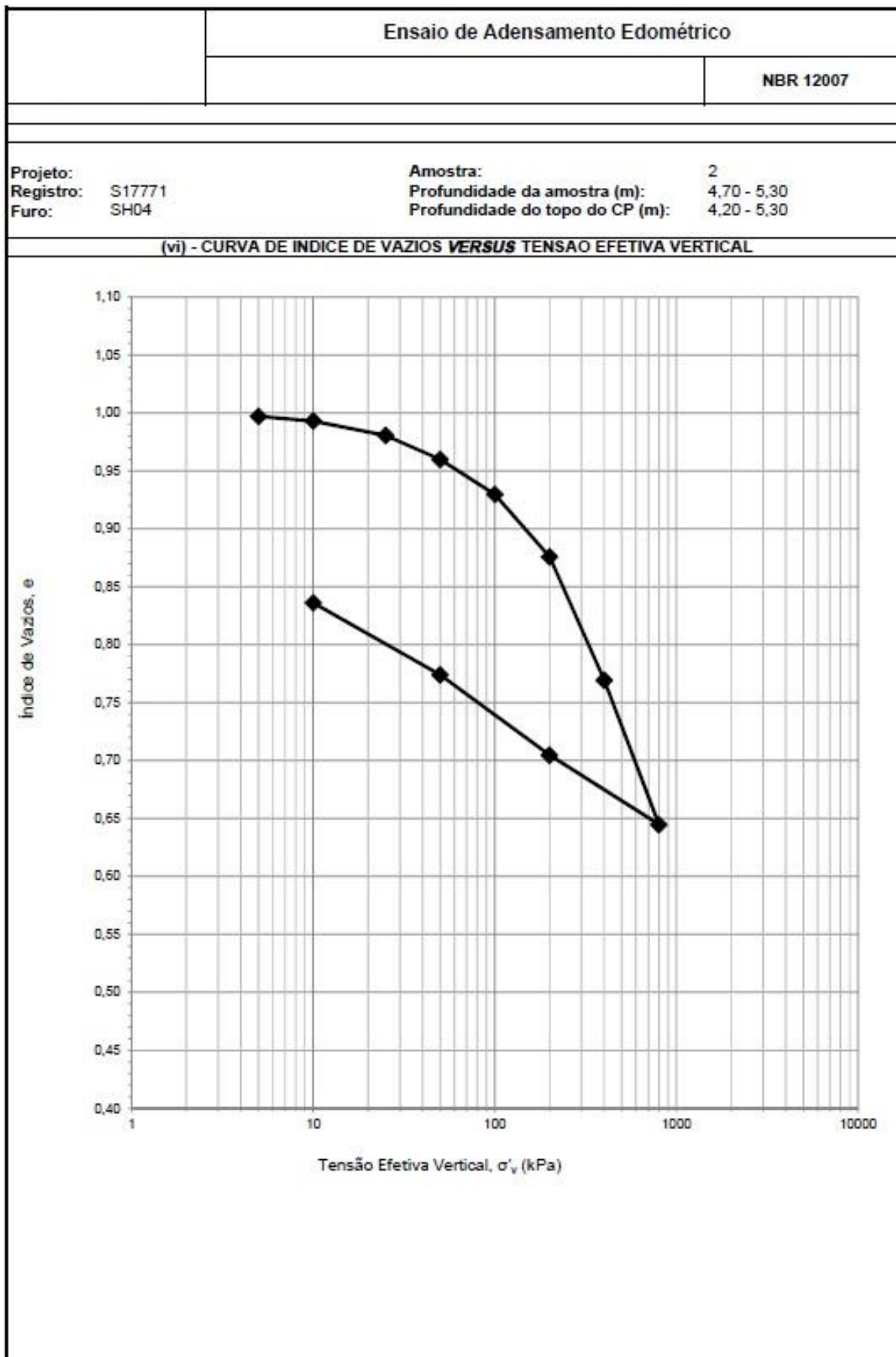


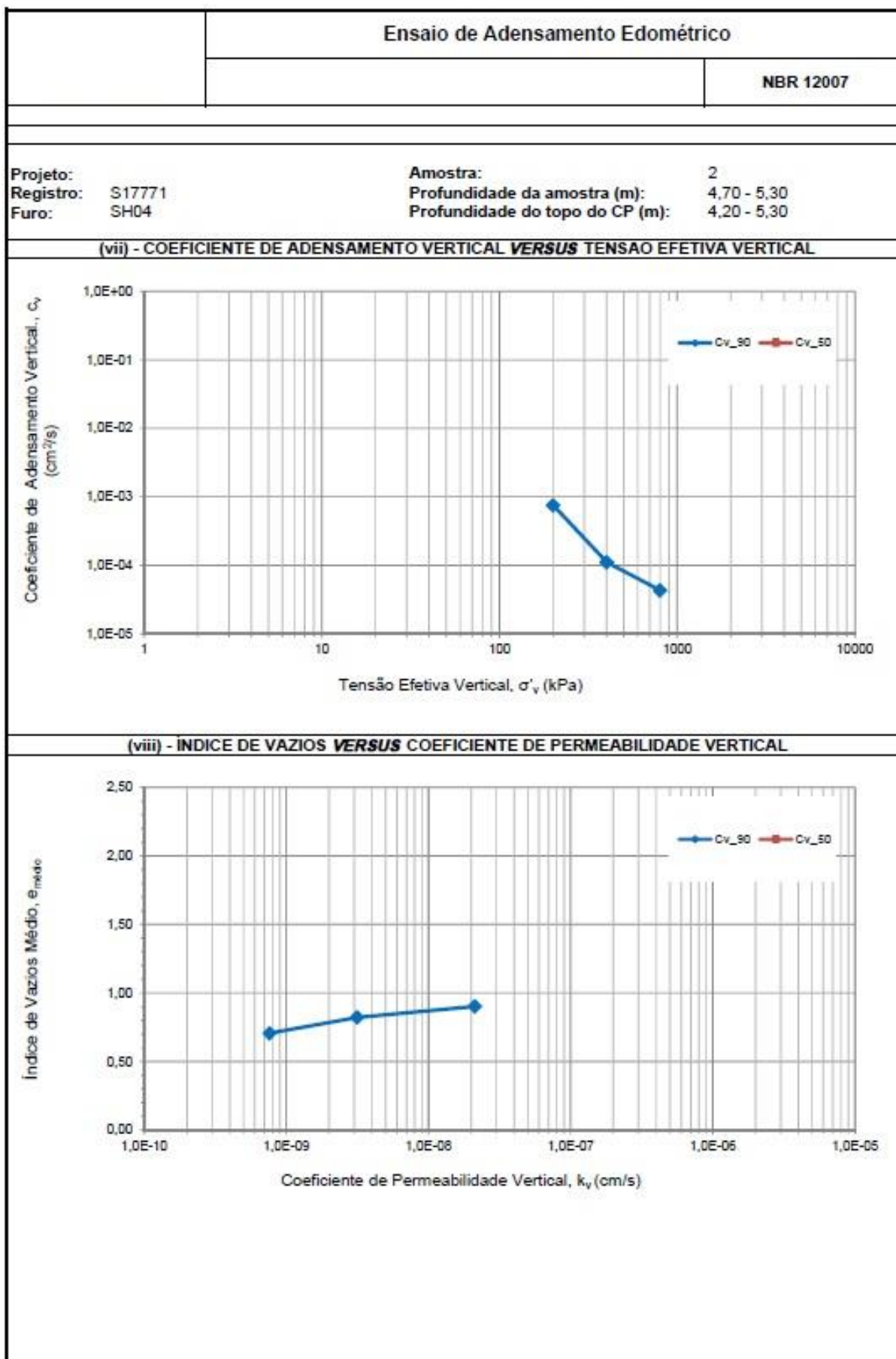


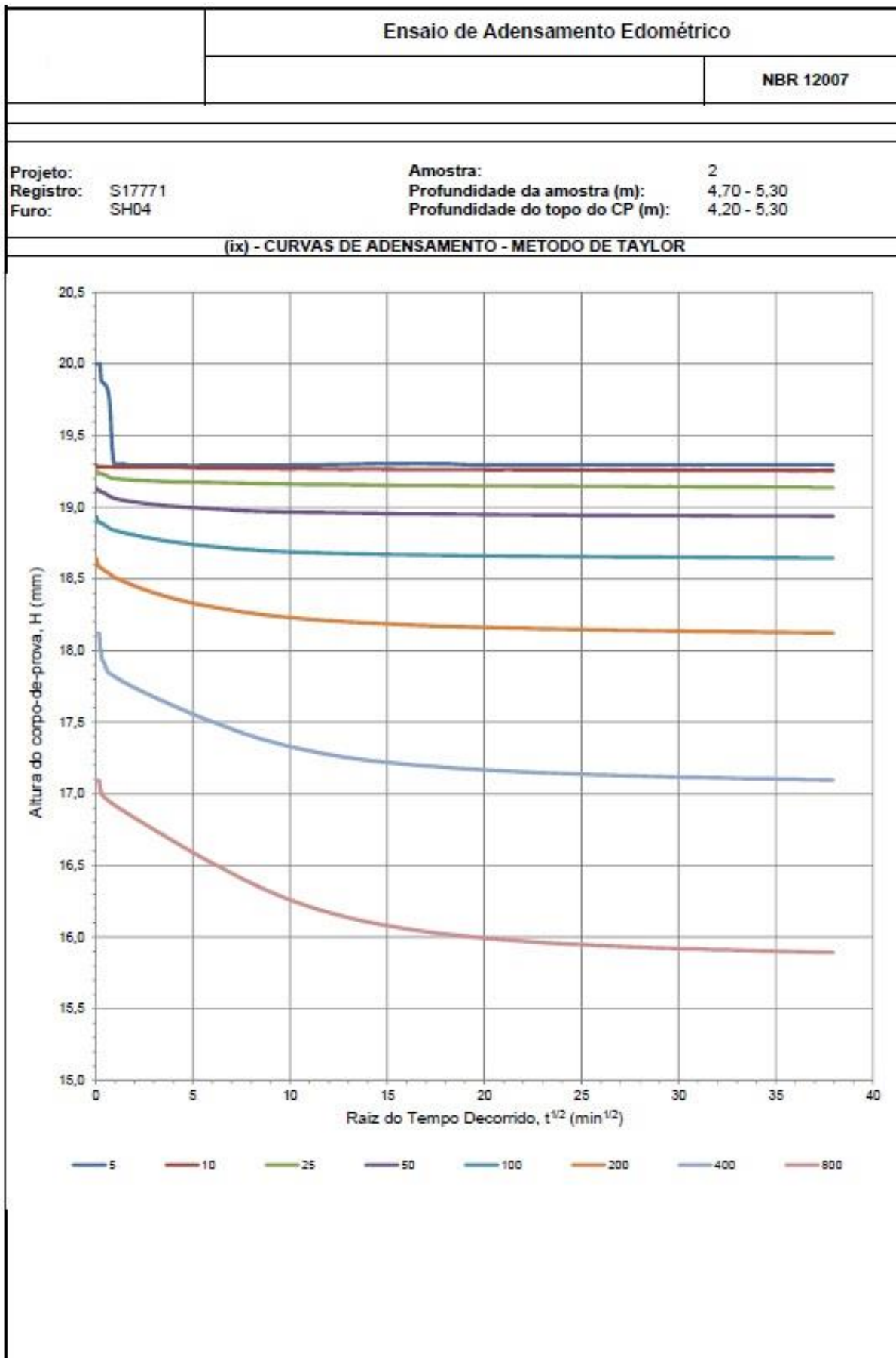


Ensaio de Adensamento Edométrico	
	NBR 12007
<b>Projeto:</b> <b>Registro:</b> S17771 <b>Furo:</b> SH04	<b>Amostra:</b> 2 <b>Profundidade da amostra (m):</b> 4,70 - 5,30 <b>Profundidade do topo do CP (m):</b> 4,20 - 5,30
<b>(i) - CARACTERÍSTICAS INICIAIS DO CORPO-DE-PROVA</b>	
<b>Classificação Tátil-visual</b> Descrição Tátil-visual: -	
<b>Anel de Adensamento</b> Tipo: Fixo Diâmetro externo (mm): 55,00 Altura (mm): 20,00	
<b>Índices Físicos Iniciais do Corpo-de-Prova</b> Massa, m (g): 68,91 Diâmetro da amostra, $D_0$ (mm): 50,00 Altura, $H_0$ (mm): 20,00 Área, $A_0$ (cm <sup>2</sup> ): 19,63 Índice de Vazios, $e_0$ : 1,070 Massa Esp. Grãos, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ): 2,61 Teor de Umidade, $w_0$ (%): 39,3 Peso Esp. Aparente, $\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> ): 17,55 Peso Esp. Seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ): 12,60 Grau de Saturação, $S_0$ (%): 96 Índice de qualidade, $\Delta e_{sv0}/e_0$ : -	
<b>(ii) - CARACTERÍSTICAS FINAIS DO CORPO-DE-PROVA</b>	
<b>Índices Físicos Finais do Corpo-de-Prova</b> Teor de Umidade, $w_f$ (%): 32,1 Índice de Vazios, $e_f$ : 0,836 Grau de Saturação, $S_f$ (%): 100	
<b>(iii) - RESULTADOS FINAIS DO ENSAIO</b>	
<b>Resultados Finais</b> Índice de Compressão ( $C_c$ ): 0,385 Índice de Recompressão ( $C_r$ ): 0,023 Índice de Expansão ( $C_e$ ): 0,101 Tensão de pré-adensamento <sup>(1)</sup> ( $\sigma'_{vm}$ ): 140 Índice de vazios <sup>(1)</sup> ( $e_{\sigma'_{vm}}$ ): 0,950	
<small>(1) A tensão de pré-adensamento (<math>\sigma'_{vm}</math>) e o índice de vazios correspondente (<math>e_{\sigma'_{vm}}</math>) foram estimados através do Método Pacheco Silva.</small>	
<b>(iv) - COMENTÁRIOS</b>	

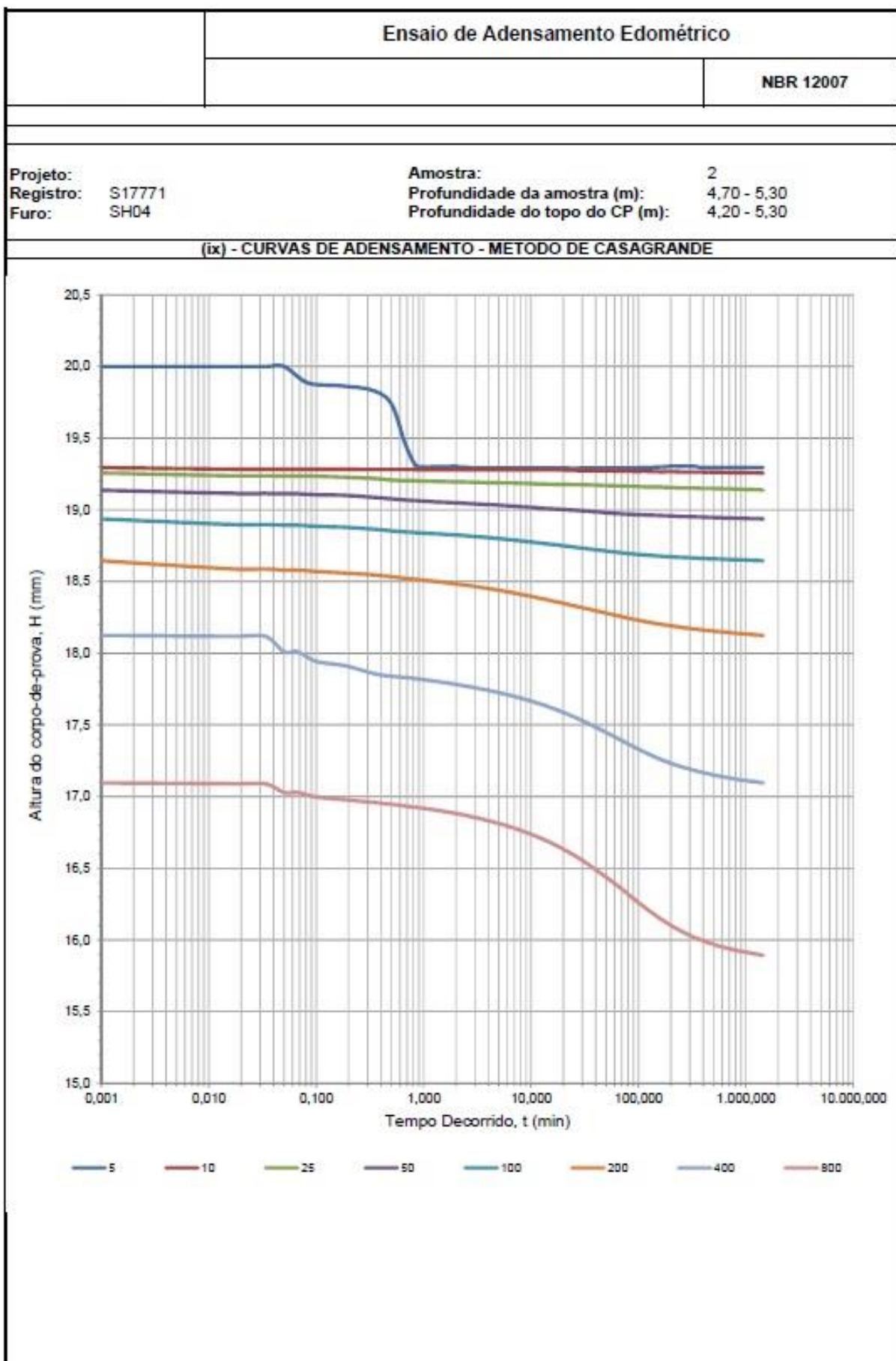






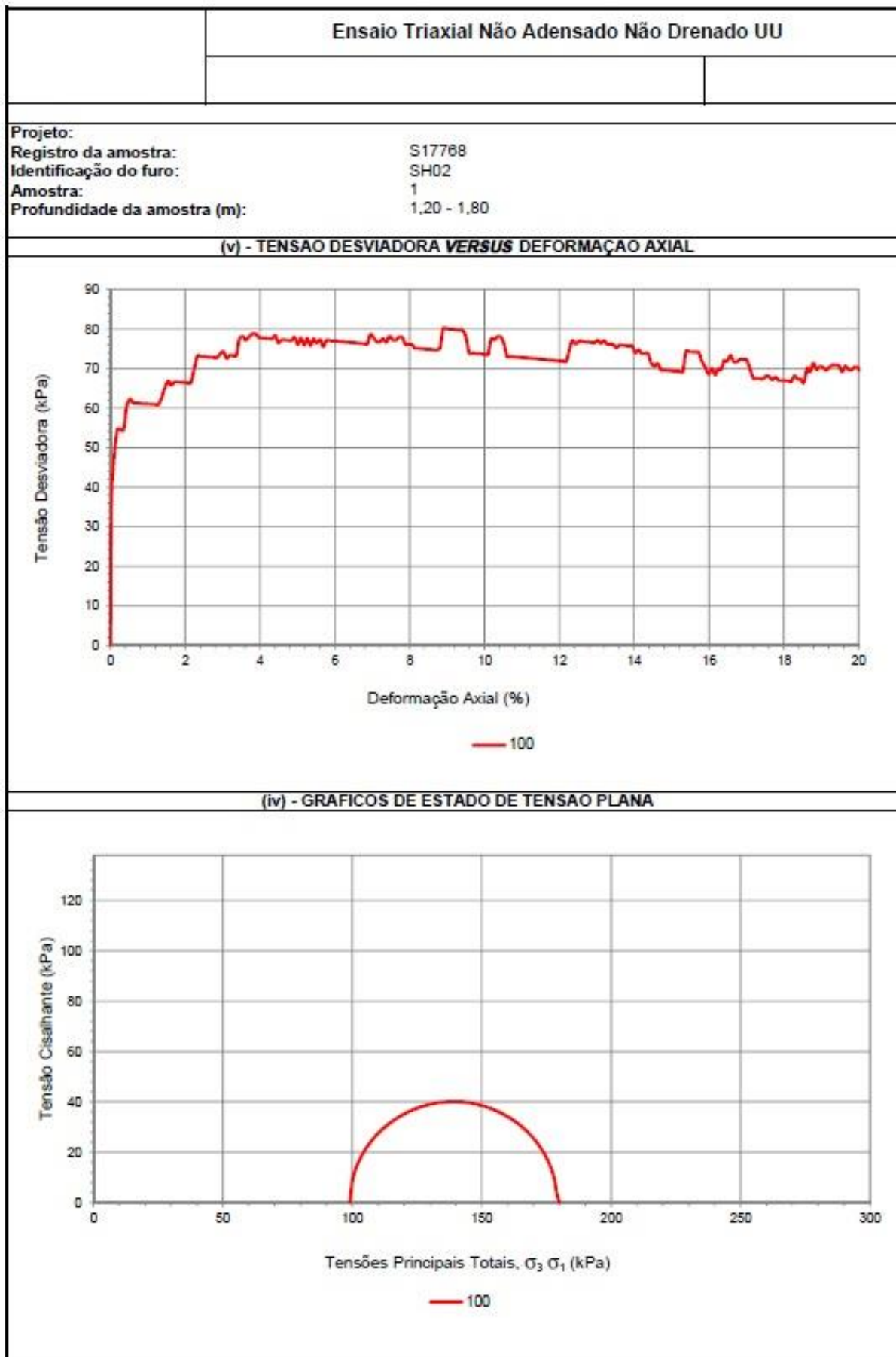




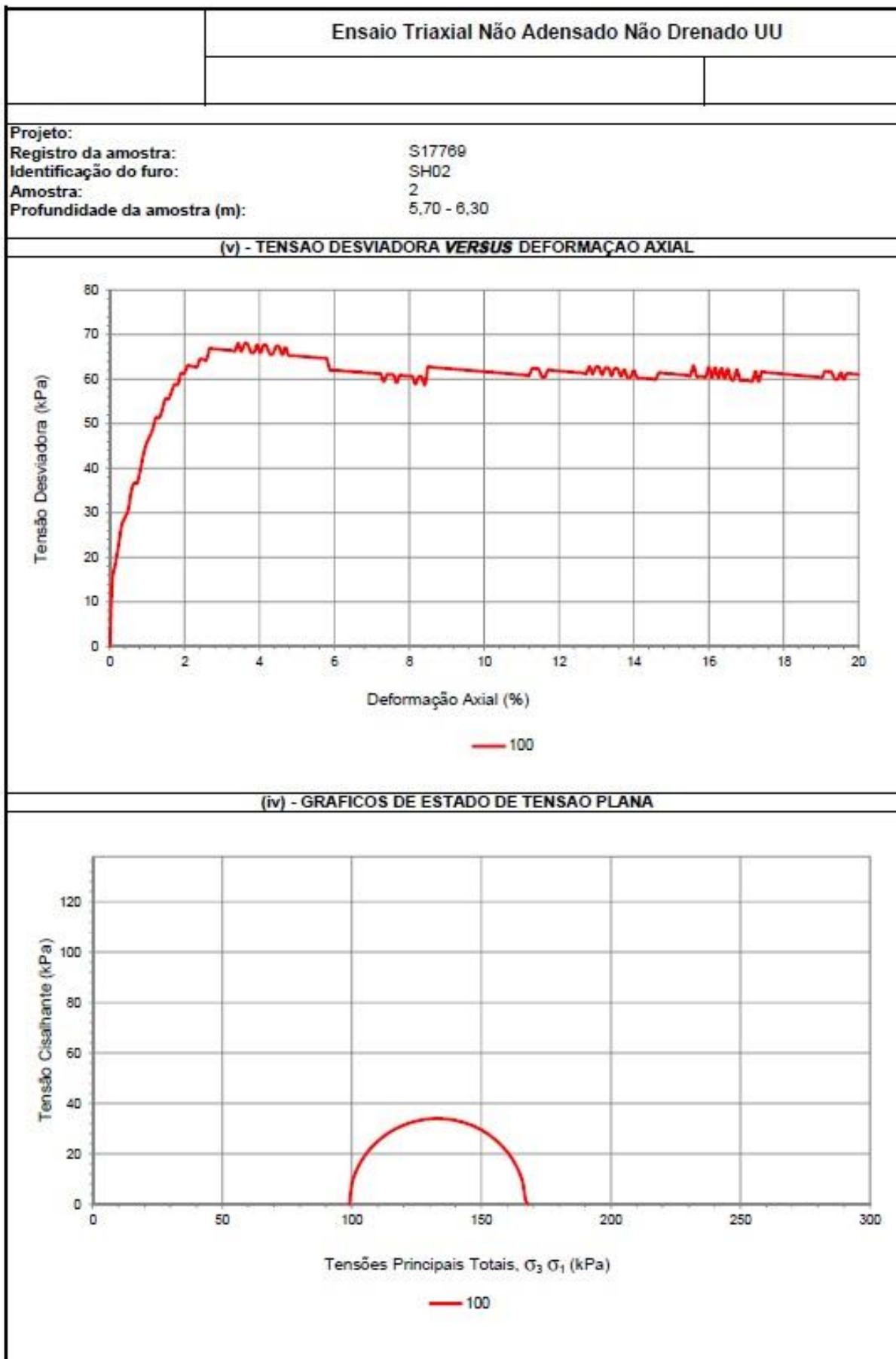


## **ANEXO G – Ensaios triaxiais UU**

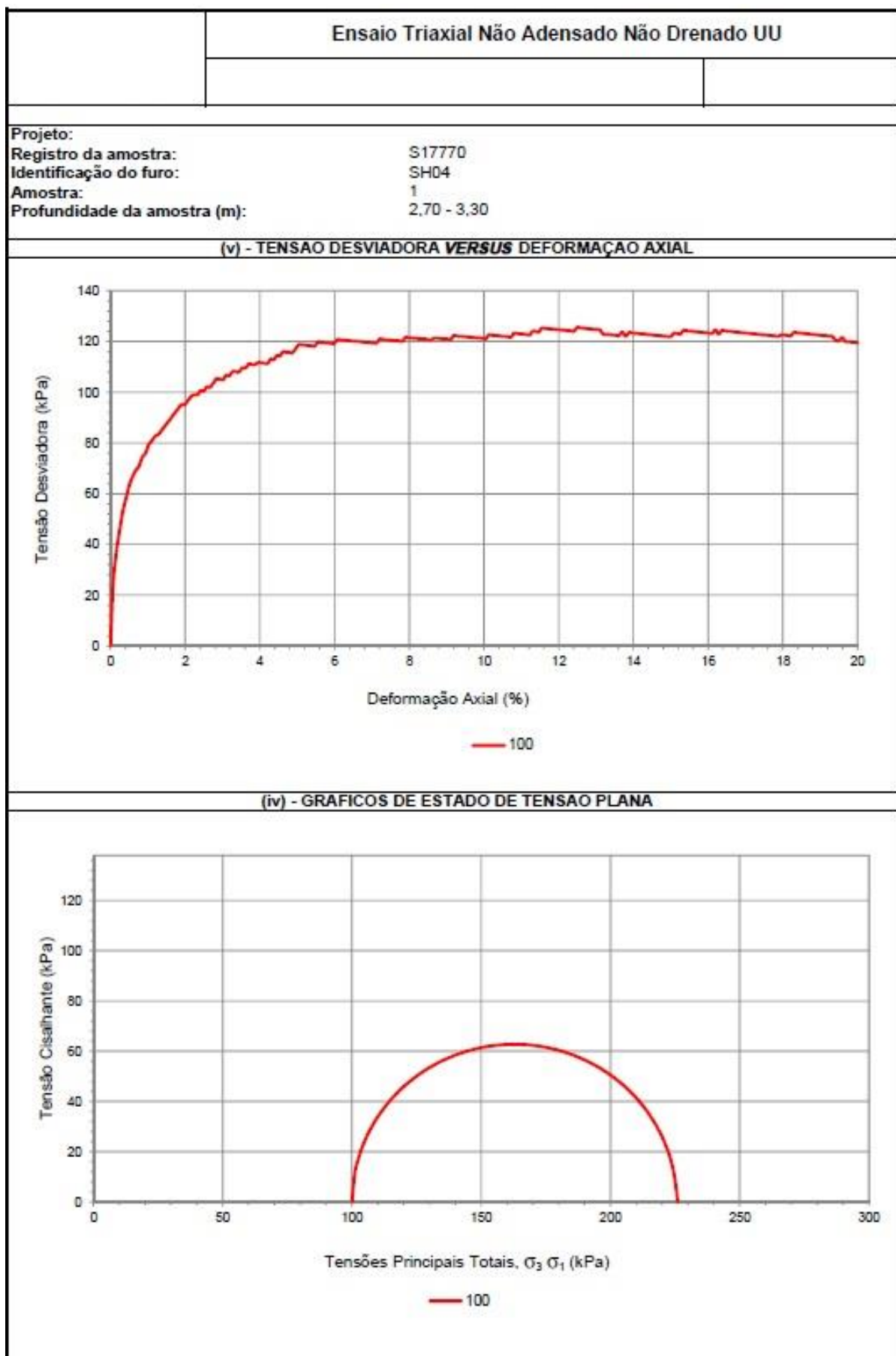
Ensaio Triaxial Não Adensado Não Drenado UU				
<b>Projeto:</b> <b>Registro da amostra:</b> S17768 <b>Identificação do furo:</b> SH02 <b>Amostra:</b> 1 <b>Profundidade da amostra (m):</b> 1,20 - 1,80				
(i) - CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS-DE-PROVA E DOS ENSAIOS				
	Corpo-de-prova			
Condições Iniciais	1	2	3	4
Profundidade de Topo do CP (m)	1,70 - 1,80	-	-	-
Altura Inicial, $h_0$ (mm)	76,0	-	-	-
Diâmetro, $D_0$ (mm)	38,0	-	-	-
Área, $A$ (cm <sup>2</sup> )	11,3	-	-	-
Volume, $V_0$ (cm <sup>3</sup> )	86,2	-	-	-
Massa Úmida, $m$ (g)	153,64	-	-	-
Umidade Inicial, $w_0$ (%)	32,7	-	-	-
Massa Esp. Grãos, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,58	-	-	-
Peso Esp. Aparente, $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,8	-	-	-
Peso Esp. Seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,4	-	-	-
Índice de Vazios, $e_0$	0,923	-	-	-
Grau de Saturação, $S_v$ (%)	92	-	-	-
Cisalhamento	1	2	3	4
Velocidade de Deformação (mm/min)	0,25	-	-	-
Pressão confinante (kPa)	99	-	-	-
Critério de Ruptura	Tensão desviadora máxima			
Ruptura	1	2	3	4
Tensão Desviadora Corrigida (kPa)	80	-	-	-
Resistência Não Drenada, $S_u$ (kPa)	40	-	-	-
Deformação Axial (%)	8,89	-	-	-
Tensão Efetiva Principal Menor - $\sigma_3$ (kPa)	100	-	-	-
Tensão Efetiva Principal Maior (kPa) - $\sigma_1$ (kPa)	180	-	-	-
Razão de Tensões Principais	1,80	-	-	-
Correção de Membrana Aplicada (kPa)	0,17	-	-	-
Umidade final, $w_f$ (%)	35,9	-	-	-
(ii) COMENTÁRIOS				



Ensaio Triaxial Não Adensado Não Drenado UU				
<b>Projeto:</b> <b>Registro da amostra:</b> S17769 <b>Identificação do furo:</b> SH02 <b>Amostra:</b> 2 <b>Profundidade da amostra (m):</b> 5,70 - 6,30				
(i) - CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS-DE-PROVA E DOS ENSAIOS				
	Corpo-de-prova			
Condições Iniciais	1	2	3	4
Profundidade de Topo do CP (m)	6,20 - 6,30	-	-	-
Altura Inicial, $h_0$ (mm)	76,0	-	-	-
Diâmetro, $D_0$ (mm)	38,0	-	-	-
Área, $A$ (cm <sup>2</sup> )	11,3	-	-	-
Volume, $V_0$ (cm <sup>3</sup> )	86,2	-	-	-
Massa Úmida, $m$ (g)	163,33	-	-	-
Umidade Inicial, $w_0$ (%)	28,2	-	-	-
Massa Esp. Grãos, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,69	-	-	-
Peso Esp. Aparente, $\gamma_a$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,9	-	-	-
Peso Esp. Seco, $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,8	-	-	-
Índice de Vazios, $e_0$	0,820	-	-	-
Grau de Saturação, $S_0$ (%)	92	-	-	-
<b>Cisalhamento</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Velocidade de Deformação (mm/min)	0,25	-	-	-
Pressão confinante (kPa)	99	-	-	-
<b>Critério de Ruptura</b>	<b>Tensão desviadora máxima</b>			
<b>Ruptura</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Tensão Desviadora Corrigida (kPa)	68	-	-	-
Resistência Não Drenada, $S_u$ (kPa)	34	-	-	-
Deformação Axial (%)	3,43	-	-	-
Tensão Efetiva Principal Menor - $\sigma_3$ (kPa)	100	-	-	-
Tensão Efetiva Principal Maior (kPa) - $\sigma_1$ (kPa)	168	-	-	-
Razão de Tensões Principais	1,68	-	-	-
Correção de Membrana Aplicada (kPa)	0,07	-	-	-
Umidade final, $w_f$ (%)	30,1	-	-	-
(ii) COMENTARIOS				



Ensaio Triaxial Não Adensado Não Drenado UU				
<b>Projeto:</b> <b>Registro da amostra:</b> S17770 <b>Identificação do furo:</b> SH04 <b>Amostra:</b> 1 <b>Profundidade da amostra (m):</b> 2,70 - 3,30				
(i) - CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS-DE-PROVA E DOS ENSAIOS				
	Corpo-de-prova			
Condições Iniciais	1	2	3	4
Profundidade de Topo do CP (m)	3,20 - 3,30	-	-	-
Altura Inicial, $h_0$ (mm)	76,0	-	-	-
Diâmetro, $D_0$ (mm)	38,0	-	-	-
Área, $A$ (cm <sup>2</sup> )	11,3	-	-	-
Volume, $V_0$ (cm <sup>3</sup> )	86,2	-	-	-
Massa Úmida, $m$ (g)	162,61	-	-	-
Umidade Inicial, $w_0$ (%)	32,0	-	-	-
Massa Esp. Grãos, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,65	-	-	-
Peso Esp. Aparente, $\gamma_a$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,9	-	-	-
Peso Esp. Seco, $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,3	-	-	-
Índice de Vazios, $e_0$	0,852	-	-	-
Grau de Saturação, $S_v$ (%)	99	-	-	-
Cisalhamento	1	2	3	4
Velocidade de Deformação (mm/min)	0,25	-	-	-
Pressão confinante (kPa)	100	-	-	-
Critério de Ruptura	Tensão desviadora máxima			
Ruptura	1	2	3	4
Tensão Desviadora Corrigida (kPa)	126	-	-	-
Resistência Não Drenada, $S_u$ (kPa)	63	-	-	-
Deformação Axial (%)	12,49	-	-	-
Tensão Efetiva Principal Menor - $\sigma_3$ (kPa)	100	-	-	-
Tensão Efetiva Principal Maior (kPa) - $\sigma_1$ (kPa)	226	-	-	-
Razão de Tensões Principais	2,26	-	-	-
Correção de Membrana Aplicada (kPa)	0,22	-	-	-
Umidade final, $w_f$ (%)	34,4	-	-	-
(ii) COMENTARIOS				





Ensaio Triaxial Não Adensado Não Drenado UU				
<b>Projeto:</b> <b>Registro da amostra:</b> S17771 <b>Identificação do furo:</b> SH04 <b>Amostra:</b> 2 <b>Profundidade da amostra (m):</b> 4,70 - 5,30				
(i) - CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS-DE-PROVA E DOS ENSAIOS				
	Corpo-de-prova			
Condições Iniciais	1	2	3	4
Profundidade de Topo do CP (m)	4,20 - 5,30	-	-	-
Altura Inicial, $h_0$ (mm)	76,0	-	-	-
Diâmetro, $D_0$ (mm)	38,0	-	-	-
Área, $A$ (cm <sup>2</sup> )	11,3	-	-	-
Volume, $V_0$ (cm <sup>3</sup> )	86,2	-	-	-
Massa Úmida, $m$ (g)	154,44	-	-	-
Umidade Inicial, $w_0$ (%)	37,1	-	-	-
Massa Esp. Grãos, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,61	-	-	-
Peso Esp. Aparente, $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,9	-	-	-
Peso Esp. Seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,1	-	-	-
Índice de Vazios, $e_0$	0,996	-	-	-
Grau de Saturação, $S_s$ (%)	97	-	-	-
<b>Cisalhamento</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Velocidade de Deformação (mm/min)	0,25	-	-	-
Pressão confinante (kPa)	99	-	-	-
Critério de Ruptura	Tensão desviadora máxima			
<b>Ruptura</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Tensão Desviadora Corrigida (kPa)	88	-	-	-
Resistência Não Drenada, $S_u$ (kPa)	44	-	-	-
Deformação Axial (%)	14,19	-	-	-
Tensão Efetiva Principal Menor - $\sigma_3$ (kPa)	101	-	-	-
Tensão Efetiva Principal Maior (kPa) - $\sigma_1$ (kPa)	189	-	-	-
Razão de Tensões Principais	1,87	-	-	-
Correção de Membrana Aplicada (kPa)	0,24	-	-	-
Umidade final, $w_f$ (%)	39,8	-	-	-
(ii) COMENTARIOS				

