

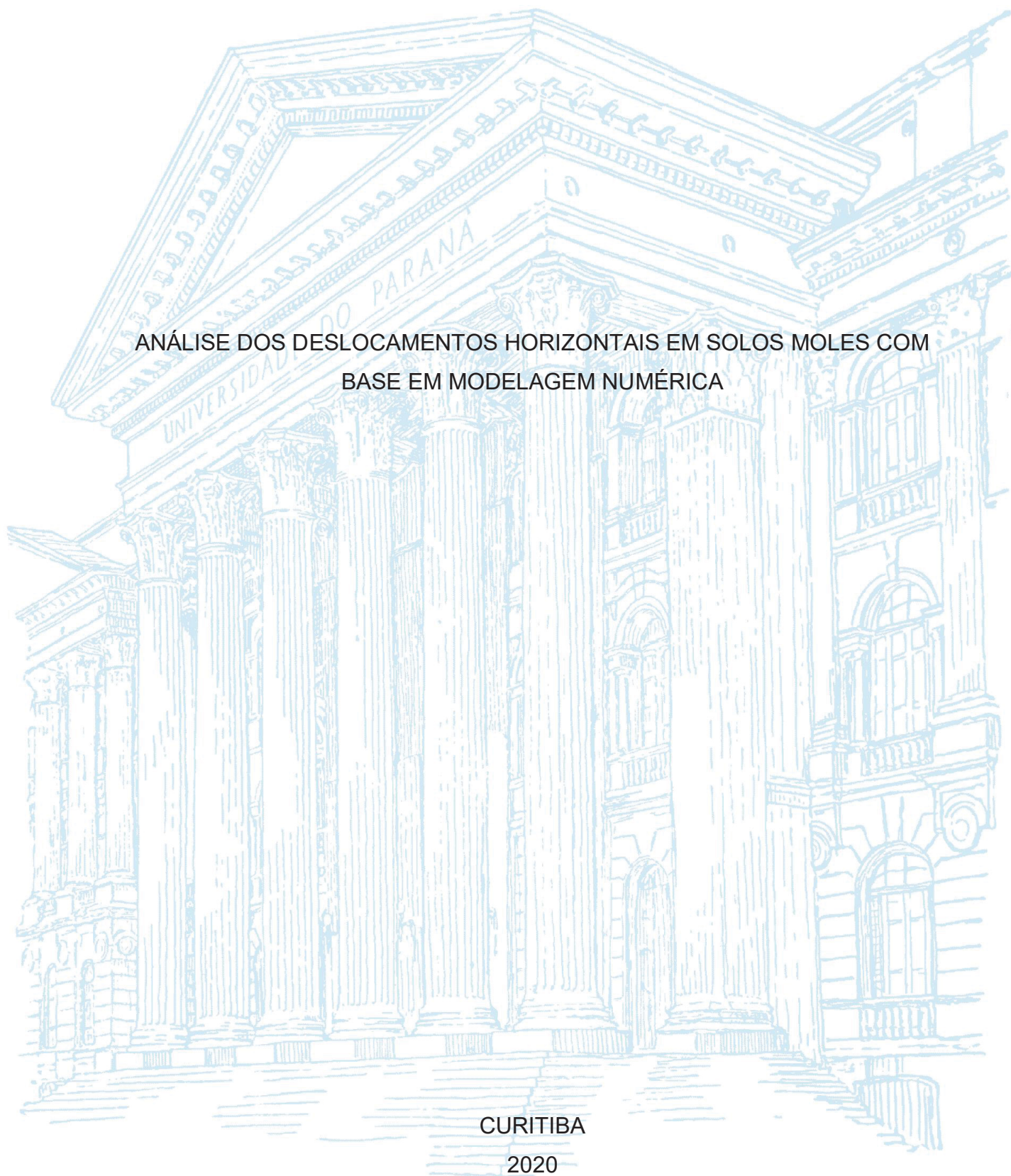
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

RENAN CARDOSO ALANO

ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM SOLOS MOLES COM
BASE EM MODELAGEM NUMÉRICA

CURITIBA

2020



RENAN CARDOSO ALANO

ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM SOLOS MOLES COM
BASE EM MODELAGEM NUMÉRICA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, área de concentração de Geotecnia, do Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Teixeira Cardoso

CURITIBA

2020

Dados Internacionais de Catalogação na Fonte
Biblioteca da Universidade Federal do Paraná

- A319 Alano, Renan Cardoso
 Análise dos deslocamentos horizontais em solos moles com base
 em modelagem numérica / Renan Cardoso Alano ; orientador Sidnei
 Helder Teixeira Cardoso. – 2020.
 150 f.
- Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná - Setor
 de Tecnologia, Curitiba/PR, 2020.
1. Deslocamentos horizontais. 2. Solos moles. 3. Variações
 geométricas. 4. Modelagem numérica. I. Dissertação (Mestrado) –
 Programa do Mestrado em Engenharia de Construção Civil. II.
 Título.

CDD – 624.162



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL - 40001016049P2

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **RENAN CARDOSO ALANO** intitulada: **ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM SOLOS MOLES COM BASE EM MODELAGEM NUMÉRICA**, sob orientação do Prof. Dr. SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 15 de Maio de 2020.

Assinatura Eletrônica

01/06/2020 18:32:09.0

SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA

Presidente da Banca Examinadora (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

29/05/2020 14:35:58.0

VITOR PEREIRA FARO

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

01/06/2020 20:10:31.0

AMANDA DALLA ROSA JOHANN

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ)

Dedico aos meus pais, a minha esposa e a minha irmã por serem meu
alicerce, e, pelo apoio incondicional.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Professor Doutor Sidnei Helder Teixeira, pela paciência, pela confiança e por todos os conhecimentos repassados a mim.

A minha esposa, Juliana, que me incentivou a fazer a inscrição para o mestrado e se manteve ao meu lado do início ao fim do processo, com paciência e carinho.

A minha família que me ofereceu todo o suporte necessário para enfrentar os desafios impostos a mim.

A minha mãe Elsi, que é a minha referência dentro da trajetória acadêmica.

A Universidade Federal do Paraná e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, pela oportunidade de me desenvolver como profissional dentro de uma instituição pública, reconhecida pela sua qualidade de ensino.

Ao Professor Vitor Pereira Faro, por todos os ensinamento e companheirismo durante o desenvolvimento das disciplinas e pesquisa.

A empresa VTB Engenharia, que forneceu o projeto e os dados para a elaboração da pesquisa.

RESUMO

Os solos moles são conhecidos pela baixa resistência, alta deformabilidade e grandes recalques, entretanto, foi observado poucos estudos relacionados a deslocamentos horizontais quando submetidos a carregamentos uniformemente distribuídos. Estes deslocamentos podem provocar ruptura dos solos por excesso de deformação e tensão horizontal, além de, serem os responsáveis por várias patologias nas estruturas existentes e, conseqüentemente, causar prejuízos humanos, ambientais e socioeconômicos. O presente trabalho buscou verificar a correlação entre o deslocamento horizontal do maciço e as diferentes geometrias do subsolo, quando submetidos a uma carga oriunda de um aterro na superfície. Para isso, foi realizado a calibração do módulo de compressão (λ), a partir do deslocamento vertical do solo, com o auxílio de um modelo numérico e dados reais de uma obra localizada em Porto de Itaqui, no município de São Luis, no estado do Maranhão. O software e o modelo constitutivo utilizados foram o Geostudio e o Cam-Clay Modificado, respectivamente. Para realizar a calibração foi utilizado, como base, três perfis desenvolvidos a partir das sondagens de campo. A calibração e as aferições obtiveram resultados coerentes com o deslocamento vertical, mas inferior ao deslocamento horizontal de campo, com resultados inferiores a 5% do aferido no local. A calibração obteve módulo de compressão de 0,1226, que representa um índice de compressão (C_c) de 0,282, resultado condizente com o esperado nos solos brasileiros. Após a calibração e aferição, este modelo foi submetido a variações na inclinação das camadas do subsolo e espessura de solo compressível. As simulações identificaram aumento nos deslocamentos horizontais, com o aumento da inclinação de 477,46% e correlação média de 0,989, enquanto o aumento da espessura apresentou aumento de 38,43% e correlação média de 0,984. Além disso, a análise do fator de segurança atingiu valor mínimo de 1,05, que indica alta possibilidade de extrusão de solo, este fato corrobora com o deslocamento horizontal em solos moles de pouca espessura. Apesar da alta correlação entre o deslocamento horizontal e inclinação e aumento dos valores obtidos, nenhum dos modelos atingiu os movimentos horizontais de campo, o que indica a existência de outro fator que influenciou a obra em estudo, e um deles pode ser o fenômeno de extrusão da camada compressível. Entretanto, em virtude do grande aumento observado, foi possível constatar a necessidade de considerar a geometria do subsolo em obras com materiais com alta deformabilidade, nas previsões de deslocamentos, visto que essa movimentação pode desencadear efeitos conhecidos nas estruturas, como o Tschebotarioff, mesmo em condições de simetria nos carregamentos, efeito observado em fundações com assimetria de carregamento.

Palavras-chave: Deslocamentos horizontais. Solos moles. Variações geométricas. Modelagem numérica, Instrumentação geotécnica, Investigação geotécnica.

ABSTRACT

Soft soils are known for their low resistance, high deformability and large settlements, however, few studies have been observed related to horizontal displacements when subjected to uniformly distributed loads, these displacements can cause soil disruption due to excess deformation and horizontal tension, in addition to, be responsible for various pathologies in existing structures. The present work sought to verify the correlation between the horizontal displacement of the soil mass and the different geometries of the subsoil, when subjected to a load from a landfill on the surface. For this, the compression module (λ) was calibrated, based on the vertical displacement of the soil, with the aid of a numerical model and real data from a construction located in Porto de Itaqui, in the city of São Luis, in the state of Maranhão. The software use was the Geostudio with the constitutive model of Modified Cam-Clay. To perform the calibration, three profiles developed from field surveys were used as the basis. The calibration and measurements obtained results consistent with the vertical displacement, but less than the horizontal displacement of the field, with results below 5% of the measured on site. The calibration obtained a compression module of 0.1226, which represents a compression index (C_c) of 0.282, a result consistent with that expected in Brazilian soils. After calibration and measurements, this model had been subjected to variations in the inclination of the subsoil layers and compressible soil thickness. The simulations identified an increase in horizontal displacements, with an increase in the inclination of 477.46% and an average correlation of 0.989, while the increase in thickness showed an increase of 38.43% and an average correlation of 0.984. In addition, the analysis of the safety factor reached a minimum value of 1.05, which indicates a high possibility of soil extrusion, this fact corroborates the horizontal displacement in soft soils with little thickness. Despite the high correlation between horizontal displacement and inclination and increased values obtained, none of the models reached the horizontal field movements, which indicates the existence of another factor that influenced the construction under study, and one of them may be the phenomenon of extrusion compressible layer. However, due to the large increase observed, it was possible to see the need to consider the geometry of the subsoil in works with materials with high deformability, in the predictions of displacements, since this movement can trigger known effects on structures, such as Tschebotarioff, even in symmetry conditions in the loading, effect observed in foundations with loading asymmetry.

Keywords: Horizontal displacements. Soft soils. Geometric variations. Numerical modeling. Geotechnical instrumentation. Geotechnical research.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – ESQUEMA DA CÉLULA DE CARGA DO ENSAIO EDOMÉTRICO	22
FIGURA 2 – RESULTADO ENSAIO DE ADENSAMENTO	23
FIGURA 3 – PROCESSO DE ADENSAMENTO APÓS APLICAÇÃO DE SOBRECARGA	27
FIGURA 4 – INSTALAÇÃO DOS DRENOS VERTICAIS	29
FIGURA 5 – MODOS DE RUPTURA DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES SEM REFORÇO	31
FIGURA 6 – CARGAS ATUANTES NA EXPULSÃO DO SOLO MOLE	33
FIGURA 7 – EQUIPAMENTO PARA <i>STANDARD PENETRATION TEST</i>	35
FIGURA 8 – POSIÇÕES DA LEITURA DO EXCESSO DE POROPRESSÃO	38
FIGURA 9 – EXEMPLO DE EQUIPAMENTO PARA ENSAIO DE PALHETA	44
FIGURA 10 – EXEMPLOS DE EFEITO TSCHBOTARIOFF	47
FIGURA 11 – MODELOS ELÁSTICO LINEAR E NÃO LINEAR	50
FIGURA 12 – COMPORTAMENTO GRÁFICO DE MATERIAIS COM ENDURECIMENTO E AMOLECIMENTO	52
FIGURA 13 – COMPORTAMENTO ELÁSTICO-PERFEITAMENTE-PLÁSTICO	53
FIGURA 14 – COMPORTAMENTO ELASTOPLÁSTICOS COM ENDURECIMENTO	54
FIGURA 15 – SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO DE CAM-CLAY E CAM-CLAY MODIFICADO	56
FIGURA 16 – FUNÇÃO BIDIMENSIONAL – CAM-CLAY	57
FIGURA 17 – SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO DE CAM-CLAY	58
FIGURA 18 – SUPERFÍCIE DO ESTADO CRÍTICO - CAM-CLAY	58
FIGURA 19 – LOCALIZAÇÃO DA OBRA	64
FIGURA 20 – MAPA GEOLÓGICO DO MARANHÃO	65
FIGURA 21 – IMAGEM AÉREA DA OBRA	66
FIGURA 22 – ÁREAS DE TRATAMENTO	67
FIGURA 23 – MAPA DAS SONDAGENS E INDICAÇÕES DOS PERFIS	68
FIGURA 24 – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA NA ÁREA DE EXPANSÃO	69
FIGURA 25 – LOCAÇÃO DOS PERFIS GEOTÉCNICOS	70
FIGURA 26 – PERFIL II	70
FIGURA 27 – PERFIL HH	71

FIGURA 28 – PERFIL DD	71
FIGURA 29 – ESPAÇAMENTO DOS GEOCOMPOSTOS DRENANTES NA OBRA	73
FIGURA 30 – PLANTA DE LOCAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO	75
FIGURA 31 – MODELO DE ESTAÇÃO TOPOGRÁFICA DE REFERÊNCIA	77
FIGURA 32 – MARCO SUPERFICIAL DE DESLOCAMENTO – A) MARCO UTILIZADO EM BARRAGENS; B) MARCO PROJETADO	78
FIGURA 33 – HIPÓTESE DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL	86
FIGURA 34 – HIPÓTESE DE INDUÇÃO DO EFEITO TSCHEBOTARIOFF	87
FIGURA 35 – SIMULAÇÕES REALIZADAS	90
FIGURA 36 – PROCEDIMENTO PARA VARIAÇÃO DA INCLINAÇÃO	92
FIGURA 37 – MODELO NUMÉRICO DO PERFIL II	96
FIGURA 38 – RESULTADO DE DESLOCAMENTO VERTICAL DA MODELAGEM INICIAL DO PERFIL II	100
FIGURA 39 – RESULTADO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO MODELO NUMÉRICO INICIAL	101
FIGURA 40 – CALIBRAÇÃO PR 08	102
FIGURA 41 – CALIBRAÇÃO PR 05	103
FIGURA 42 – MODELO NUMÉRICO DO PERFIL HH	104
FIGURA 43 – MODELO NUMÉRICO DO PERFIL DD	105
FIGURA 44 – PERFIL HIPOTÉTICO INICIAL	110
FIGURA 45 – MODELO HIPOTÉTICO COM BORDAS LATERAIS LIVRES	111
FIGURA 46 – FAIXAS DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	115
FIGURA 47 – MODELO COM 42,36° E 20 METROS DE ESPESSURA	117

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 – PERFIL DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.....	107
GRÁFICO 2 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DO PERFIL NA ESPESSURA DE 11 METROS	113
GRÁFICO 3 – DESLOCAMENTO VERTICAL COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DO PERFIL NA ESPESSURA DE 11 METROS	114
GRÁFICO 4 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL X ESPESSURA – COM VARIAÇÃO NA INCLINAÇÃO	119
GRÁFICO 5 – DESLOCAMENTO VERTICAL X ESPESSURA – COM VARIAÇÃO NA INCLINAÇÃO	121
GRÁFICO 6 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL COM AUMENTO DA INCLINAÇÃO E ESPESSURA.....	123
GRÁFICO 7 – DESLOCAMENTO VERTICAL COM AUMENTO DA INCLINAÇÃO E ESPESSURA	125

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – MÉTODOS DE MELHORIA E ESTABILIZAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	25
---	----

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – PESO ESPECÍFICO PARA SOLOS ARGILOSOS	36
TABELA 2 – PESO ESPECÍFICO PARA SOLOS ARENOSOS	36
TABELA 3 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DE AREIAS COM BASE NO NSPT	37
TABELA 4 – EFICÁCIA NA PREVISÃO DE PARÂMETROS	39
TABELA 5 – CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	42
TABELA 6 – CORRELAÇÕES PARA DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS	42
TABELA 7 – VALORES DE N_{kt}	43
TABELA 8 – SENSIBILIDADE DAS ARGILAS	46
TABELA 9 – CARACTERÍSTICAS DE ALGUNS SOLOS BRASILEIROS	61
TABELA 10 – CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS	80
TABELA 11 – RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	81
TABELA 12 – DEFINIÇÃO DAS SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS	88
TABELA 13 – PARÂMETROS UTILIZADOS NO MODELO	97
TABELA 14 – ÂNGULO DE ATRITO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DE AREIAS	97
TABELA 15 – COEFICIENTE DE POISSON	98
TABELA 16 – DADOS DO ENSAIO DE ADENSAMENTO	98
TABELA 17 – DIFERENÇA DAS MÉDIAS DAS PLACAS DE RECALQUE	99
TABELA 18 – RESUMO DOS RESULTADOS DE CALIBRAÇÃO E AFERIÇÃO ...	106
TABELA 19 – FATOR DE SEGURANÇA NAS DIFERENTES ESPESSURAS DE SOLO MOLE	108
TABELA 20 – ALTURA ADMISSÍVEL DE ATERRO NAS DIFERENTES ESPESSURAS DE SOLO MOLE	109
TABELA 21 – VARIAÇÕES NA INCLINAÇÃO DO PERFIL INICIAL	111
TABELA 22 – RESULTADO DAS VARIAÇÕES NA INCLINAÇÃO COM ESPESSURA DE 11 METROS	112
TABELA 23 – EXTENSÃO DA FAIXA DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL	115
TABELA 24 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL COM AS VARIAÇÕES DE ESPESSURA	118
TABELA 25 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO VERTICAL COM AS VARIAÇÕES DE ESPESSURA	120
TABELA 26 – CLASSIFICAÇÃO DO VALOR DO COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO DE PEARSON	122

TABELA 27 – CORRELAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTO HORIZONTAL E	
INCLINAÇÃO	123
TABELA 28 – CORRELAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTO HORIZONTAL E	
ESPESSURA	124
TABELA 29 – CORRELAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTO VERTICAL E	
INCLINAÇÃO	125
TABELA 30 – CORRELAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTO VERTICAL E	
ESPESSURA	126

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

CPTU	- Ensaio de penetração do piezocone
ELU	- Estado limite último
OCR	- Razão de sobradensamento
IP	- Índice de plasticidade
LL	- Limite de liquidez
LP	- Índice de plasticidade
SB	- Amostra Shelby
SPT	- Sondagem a percussão
PEAD	- Polietileno de alta densidade
PVC	- Cloreto de polivinila

LISTA DE SÍMBOLOS

a_v – coeficiente de compressibilidade
 B – largura da fundação
 B_q – parâmetro do cone de classificação dos solos
 c – coesão do solo
 C_c – índice de compressão do solo
 C_r – índice de recompressão do solo
 C_s – índice de descompressão do solo
 D – módulo de compressão edométrica
 d – diâmetro da palheta
 D_{fund} – altura de embutimento da fundação
 E – módulo de elasticidade
 e – índice de vazios do solo
 e_0 – índice de vazios inicial do solo
 E_p – empuxo passivo do solo
 E_A – empuxo ativo do solo
 F_s – fator de segurança
 F_e – fator de segurança contra a expulsão de solo mole
 fs – resistência lateral do ensaio de cone
 H – altura da palheta
 h_{aterro} – altura máxima do aterro
 h_{adm} – altura admissível do aterro
 I_c – índice de classificação do solo
 k_{perm} – coeficiente de permeabilidade
 k_0 – coeficiente de empuxo
 k – módulo de descompressão
 k^* – módulo de descompressão modificado
 L_{talude} – comprimento da base do talude
 M – módulo de deformabilidade em confinamento
 M_{cs} – inclinação da reta do estado crítico
 m_v – coeficiente de variação volumétrica
 N_c, N_γ, N_q – fatores de capacidade de carga da fundação

N_{spt} – número de golpes para penetrar 30 centímetros
 N_{kt} – fator de capacidade do cone
 Ph – carga horizontal de Tschebotarioff
 q_{aterro} – sobrecarga no aterro
 q_c – resistência de ponta do ensaio de cone
 Q_t – resistência de ponta líquida
 Q_{ult} – capacidade de carga do solo
 R_B – força de aderência na base do bloco de solo mole
 R_f – razão entre as resistências de ponta e lateral do cone
 R_T – força de aderência entre base do talude e bloco de solo mole
 S_u – resistência não drenada
 S_{u0} – resistência não drenada no topo da camada de solo mole
 $S_{u_{base}}$ – resistência não drenada na base do solo mole
 $S_{u_{méd}}$ – resistência não drenada média
 S_t – sensibilidade da argila
 S_{ur} – resistência não drenada residual
 T – torque medido do ensaio de palheta
 u – poropressão
 u_0 – poropressão medida em determinada profundidade
 u_1 – excesso de poropressão medida na face do cone
 u_2 – excesso de poropressão medida na base do cone
 u_3 – excesso de poropressão medida no corpo do instrumento
 z – espessura do solo mole abaixo do aterro
 λ – módulo de compressão
 λ^* – módulo de compressão modificado
 ρ – recalque total do solo
 γ_{aterro} – peso específico do aterro
 γ – peso específico do solo
 σ'_{vm} – tensão de pré-adensamento
 γ_{sm} – peso específico da camada compressível
 α – razão entre as áreas do cone obtido em laboratório
 $\emptyset$ – ângulo de atrito do solo

ϕ_{cs} – ângulo de atrito no estado crítico

ν – coeficiente de Poisson

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA	17
1.2 JUSTIFICATIVA	17
1.3 OBJETIVOS	18
1.3.1 Objetivos específicos.....	18
2 REVISÃO DE LITERATURA	20
2.1 SOLOS MOLES	20
2.1.1 Origem dos solos moles	20
2.1.2 Características e parâmetros	21
2.1.2.1 Ensaio de adensamento edométrico	22
2.1.3 Soluções para obras de aterro sobre solos moles.....	25
2.1.3.1 Aterros de sobrecarga	26
2.1.3.2 Aceleração de recalques com drenos verticais e sobrecarga.....	28
2.1.4 Verificação de ruptura em aterros sobre solos moles.....	30
2.1.4.1 Ruptura da fundação e extrusão do solo mole	32
2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	34
2.2.1 Standard Penetration Test.....	34
2.2.2 Ensaio piezocone (CPTU)	37
2.2.3 <i>Vane test</i>	43
2.3 EFEITO TSCHEBOTARIOFF	46
2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS GEOTÉCNICOS	48
2.4.1 Modelos elásticos	49
2.4.2 Modelos plásticos e elastoplásticos.....	51
2.4.2.1 Cam-Clay.....	54
2.5 PESQUISAS SOBRE ATERROS EM SOLOS MOLES.....	59
2.5.1 Resultados obtidos em solos moles brasileiros.....	59
3 ESTUDO DE CASO	63
3.1 OBRA DE ARMAZENAMENTO DE COMBUSTÍVEL SOBRE SOLO MOLE	63
3.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO	67
3.2.1 Perfis geotécnicos	69
3.3 SOLUÇÃO ADOTADA: ACELERAÇÃO DE RECALQUES COM SOBRECARGA TEMPORÁRIA E DRENOS VERTICAIS	71

3.4 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA	74
3.4.1 Marcos de leitura, superfície e referência	75
3.4.2 Placas de recalque	79
3.5 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA LABORATORIAL	79
3.5.1 Caracterização do solo	80
3.5.2 Ensaio de adensamento	81
4 MATERIAL E MÉTODOS	83
4.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA	83
4.2 COLETA E ANÁLISE DOS DADOS	84
4.3 HIPÓTESE	85
4.4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	87
4.4.1 Calibração e aferição do modelo a partir do dados de campo	88
4.4.2 Determinação das variações geométricas do modelo	90
4.4.2.1 Inclinação.....	91
4.4.2.2 Espessura.....	93
4.5 VERIFICAÇÃO DE FUNDAÇÃO E EXPULSÃO DE SOLO MOLE.....	94
5 RESULTADOS.....	95
5.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO	95
5.2 AFERIÇÃO DO MODELO	104
5.3 VERIFICAÇÃO DE RUPTURA.....	106
5.4 VARIAÇÃO DA INCLINAÇÃO	109
5.5 VARIAÇÃO DA ESPESSURA	116
5.6 CORRELAÇÕES	121
6 CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS	127
7 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	131
REFERÊNCIAS.....	132
ANEXO 1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	137
ANEXO 2 – ENSAIOS DE ADENSAMENTO.....	148

1 INTRODUÇÃO

O Brasil possui várias regiões com solos moles, de baixa resistência e alta deformabilidade. Isto ocorre devido a sua topografia, extensão de faixa litorânea (aproximadamente 8000 km) e amplas bacias hidrográficas (IBGE, 2011). Tais características, associadas, favorecem a formação de solos aluvionares (transportados pela água) e coluvionares (carregados pela gravidade). Estes processos de formação possibilitam a existência de diversos tipos de solos, que muitas vezes não são os ideais para a construção civil (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

A pesquisa é um estudo de caso de uma obra, localizada no Maranhão, sobre um depósito de solo mole, a qual visa ampliação de uma ferrovia e área de armazenamento. Para consolidar o terreno, a empresa contratada para realizar o projeto e acompanhamento, utilizou o método de aceleração de recalques com geocompostos drenantes verticais e aterro temporário como sobrecarga. Este processo tem como objetivo extrair os fluídos e diminuir os vazios do terreno em um tempo inferior a outros processos, e isto implica na redução da deformabilidade e aumento de resistência do solo. Para prever este fenômeno existem diversas teorias com diferentes abordagens.

Existem vários métodos que permitem calcular o recalque em solos compressíveis com grande eficácia. Entretanto, a instrumentação instalada acusou deslocamento horizontal não prevista no maciço de solo. Este deslocamento não é contemplado nas teorias que calculam o adensamento e deslocamento em obras com solos moles. Entretanto, deslocamentos horizontais excessivos podem provocar a ruptura do maciço e patologias em estruturas já consolidadas, o que pode acarretar em perdas humanas, ambientais e econômicas para a sociedade.

Neste contexto constatou-se que existem poucos estudos a respeito dos deslocamentos horizontais. Portanto, a pesquisa se localiza em um caso, em que a movimentação foi atípica, para a qual busca-se uma abordagem divergente da tradicional, pois a geometria da camada inferior do solo mole é de extrema importância no estudo.

A pesquisa realizada teve como objetivo explicar se a geometria do subsolo desencadeou o deslocamento horizontal no solo compressível. Para isso utilizou-se

um *software* computacional (Geostudio) que faz uso de métodos numéricos para avaliar e comprovar a correlação entre as variáveis

Desta forma, a hipótese que foi avaliada é se o deslocamento horizontal pode induzir o efeito de Tschebotarioff, se as diferentes espessuras e inclinações das camadas do subsolo podem provocar deslocamento horizontal em solos compressíveis.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Dentre os estados brasileiros, o Maranhão contempla um vasto depósito de solo mole com origem marinha. Este tipo de solo é caracterizado pelo alto deslocamento quando submetido a carregamento.

A teoria de Terzaghi (1936) prevê a deformação unidimensional devido a expulsão dos fluidos presentes nos vazios do solo, por fluxos verticais. Este processo varia em função da permeabilidade vertical do solo, variação da tensão efetiva, índice de vazios, módulo de compressibilidade e coeficiente de variação volumétrica.

Baron (1948) desenvolveu a teoria do adensamento radial, que explica a expulsão de fluidos por fluxos horizontais e verticais. Este processo ocorre na presença de drenos verticais e causam deslocamento vertical (recalque) no solo, esse deslocamento na parte superior da camada do solo, pode ser segmentada em *free strain* e *equal strain*.

Ao verificar a existência de deslocamento horizontal, em obras sobre solos moles, é necessário entender o processo, pois a movimentação pode desenvolver tensões horizontais em estruturas adjacentes que não foram dimensionadas para suportar esses esforços.

Um dos possíveis efeitos do deslocamento horizontal é o efeito Tschebotarioff, que é originado a partir de carregamento assimétrico horizontal na fundação o que pode causar danos às estruturas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Durante os vários anos de pesquisa sobre solos moles, diversos pesquisadores constataram a existência de depósitos de solos compressíveis no

Brasil, isso ocorre devido à geografia e história geológica que favorecem a formação de alguns tipos de solos no país (ALMEIDA e MARQUES, 2010). Esta característica faz com que seja necessário realizar obras sobre solos compressíveis, e, neste contexto surgiu a necessidade de utilizar técnicas para otimizar os recursos financeiros e minimizar os impactos ambientais. Dentre essas técnicas encontra-se a aceleração das deformações verticais (recalques), com o aumento da permeabilidade média do solo, e aterros de sobrecarga temporária.

Apesar dos diversos estudos na área e boa qualidade na estimativa dos recalques dos métodos existentes, poucos estudos existem sobre as deformações horizontais nas obras com estas características e submetidos a tratamentos de solo.

Os estudos relacionados as deformações horizontais são associadas ao adensamento radial e ao carregamento assimétrico na superfície do terreno, e, não há estudos sobre a influência da geometria do perfil do solo. Essa lacuna, existente nas pesquisas, pode representar risco ao dimensionamento e execução de novas estruturas, bem como as construções próximas a este tipo de obra.

Como contribuição, a pesquisa visa explicar se as variações geométricas, no perfil geotécnico de uma obra de aterro sobre solos moles, podem desenvolver deslocamento horizontal e, se estes deslocamentos podem induzir o efeito Tschebotarioff. Pois tais efeitos nas estruturas podem impactar socialmente, economicamente e ambientalmente, devido as possíveis patologias associadas a estas movimentações.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral da dissertação foi estudar os deslocamentos horizontais em solos moles de espessura e inclinação variável, quando submetidos a carregamentos uniformemente distribuídos na superfície, com o auxílio de dados de instrumentação e modelagem numérica. Para tal, foram utilizados os dados de uma obra, localizada no estado do Maranhão, de aterro sobre solos moles instrumentada. Com base nos dados de campo foi realizada a calibração do modelo computacional, que simulou condições para explicar os deslocamentos observados em campo.

1.3.1 Objetivos específicos

Afim de alcançar o objetivo final da pesquisa, o trabalho é segmentado em objetivos específicos que auxiliam a atingir o objetivo geral da pesquisa. Para tal elaborou-se uma sequência de atividades que permitem alcançar os objetivos definidos:

- a) Calibrar o modelo geotécnico em função dos valores obtidos com a instrumentação;
- b) Obter o valor do módulo de compressão a partir da retroanálise;
- c) Comparar com os parâmetros estimados no projeto;
- d) Simular variações na inclinação e espessura das camadas para avaliar se possui relação com os movimentos detectados;
- e) Verificar a correlação entre as variáveis (espessura e inclinação) nos deslocamentos horizontais e verticais;
- f) Avaliar as possíveis causas dos deslocamentos (geometria e ruptura do solo);
- g) Avaliar as consequências destes deslocamentos (efeito Tschebotarioff em fundações adjacentes).

2 REVISÃO DE LITERATURA

Este item aborda uma revisão de literatura com os temas necessários para elaborar o estudo e modelagem do solo no *software* computacional. Os temas contemplados são: solos moles (origem, características, parâmetros, soluções e ruptura), efeito Tschebotarioff e modelos constitutivos (modelos elásticos, plásticos e modelos elastoplásticos).

2.1 SOLOS MOLES

Os solos moles são aqueles que apresentam N_{spt} inferiores a 4, e com comportamento predominantemente argiloso, o qual imprime características de solos coesivos e compressíveis. Além disso são caracterizados por sua baixa resistência, alta deformabilidade e baixa permeabilidade. Devido a estas características é muito frequente a ocorrência de recalques diferenciais e problemas de estabilidade em obras sobre esses solos (MASSAD, 2010).

Os próximos itens irão abordar a formação, as principais características, parâmetros e soluções de tratamento deste tipo solo, pois tais informações são necessárias para a modelagem numérica e avaliação dos resultados.

2.1.1 Origem dos solos moles

Para o entendimento do comportamento característico dos solos compressíveis, nas obras de engenharia, é extremamente necessário ter o conhecimento sobre origem e formação dos depósitos de solos moles (PÓVOA, 2016).

Este tipo de solo se enquadra no grupo dos solos sedimentares e distinguem-se pelo local, meio e forma de deposição. Esta distinção interfere na composição e característica do depósito de sedimentos. Dentre os diversos processos que originam os solos sedimentares, os aluvionares, marinhos e glaciais são os responsáveis pela formação dos depósitos de argilas moles. Os solos glaciais não serão abordados, pois não há ocorrência no Brasil (CAMPOS, 2006).

Os grandes depósitos de solos considerados moles são, em geral, as argilas moles e areias argilosas fofas, que foram constituídas no Quaternário geológico.

Neste período houve variação no nível do mar, o que provocou alagamento em regiões que hoje não estão submersas. Este processo desencadeou a formação de depósitos de sedimentos marinhos, com alta compressibilidade e baixa resistência (MASSAD, 2010).

Os solos aluvionares são formados pela ação da água que agem na decomposição, transporte de materiais e sedimentação dos materiais. Os grandes responsáveis pela formação são os rios, pois nos períodos de cheia ocorre a inundação de regiões propensas a alagamentos, e, após esse processo as áreas com drenagem inferior sofrem com a deposição de sedimentos finos (siltes e argilas), e, em alguns locais encontram-se intercalações com camadas arenosas. Essa formação promove heterogeneidade vertical e horizontal no perfil geotécnico, devido a sedimentação de matéria e sinuosidade dos canais (MASSAD, 2010).

Entretanto, apenas o processo de formação não é suficiente para entender o comportamento do solo, pois as variações na velocidade de sedimentação, material decomposto, quantidade de material decomposto, salinidade de águas marinhas, presença de matéria orgânica, húmus, conchas e vegetais alteram significativamente as propriedades do solo formado. Desta forma é comum que solos sedimentares contenham percentual relevante de matéria orgânica em sua composição (MASSAD, 2010).

2.1.2 Características e parâmetros

O solo é constituído por grãos e vazios, que podem ser preenchidos por líquidos ou gases. Este conjunto pode sofrer deformações quando há aumento ou redução de tensão, que podem comprimir ou reduzir a tensão imposta no sistema. Além da composição mineral, formação e origem do solo, a velocidade e magnitude destas deformações estão relacionadas ao índice de vazios (e), coeficiente de permeabilidade (k) e histórico de tensões (BARAN, 2014).

Pode-se definir os solos moles como depósitos com característica, predominantemente, argilosa e formação geológica recente. Esses depósitos, frequentemente, encontram-se em estado normalmente adensado, sobreadensado com baixas tensões ou em processo de adensamento, entretanto há exceções, pois, as camadas superficiais estão sujeitas a maiores interferências do ambiente, como a mudança do nível freático e tensões desenvolvidas na superfície do terreno. As

características de maior relevância nos solos moles é a compressibilidade, pois representa a relação entre o índice de vazios e as tensões atuantes no solo (LEMOS, 2014).

2.1.2.1 Ensaio de adensamento edométrico

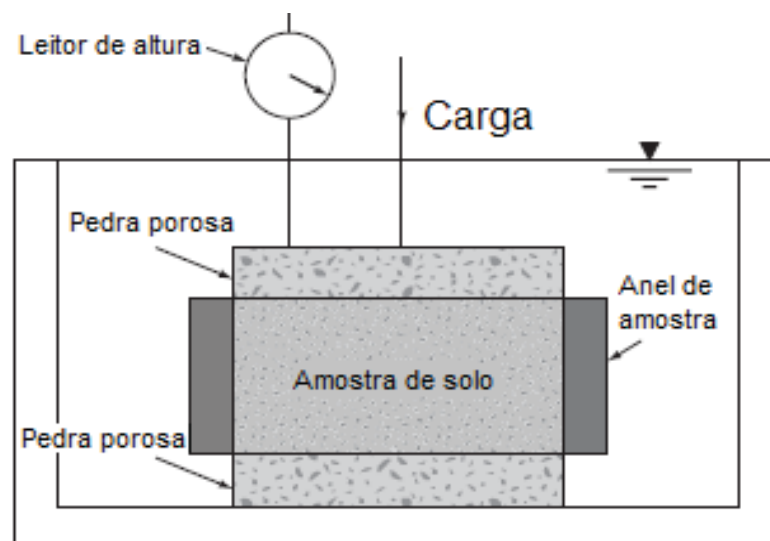
Para determinar a deformabilidade do solo, em laboratório, pode ser realizado o ensaio de adensamento. Este ensaio, conhecido como ensaio de compressão edométrica, é um método laboratorial que permite estimar o recalque da camada de solo submetido a tensões axiais (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

O ensaio foi normatizado pela NBR 12007 – Ensaio de adensamento unidimensional até o ano de 2015, entretanto, apesar do cancelamento desta normativa, há utilização devido a não substituição da referida norma.

O ensaio simula o desempenho do solo comprimido por novas camadas depositadas sobre ele (aterros) ou fundações superficiais. O resultado deste procedimento pode ter grande representatividade nos casos em que o solo seja submetido apenas a compressão sem deformações laterais (PINTO, 2006).

O material ensaiado é inserido em um anel rígido que faz parte de uma célula de compressão edométrica. Na parte superior e inferior da amostra são posicionadas duas pedras porosas que permitem a expulsão de água, conforme exposto na FIGURA 1 (DAS, 2007).

FIGURA 1 – ESQUEMA DA CÉLULA DE CARGA DO ENSAIO EDOMÉTRICO

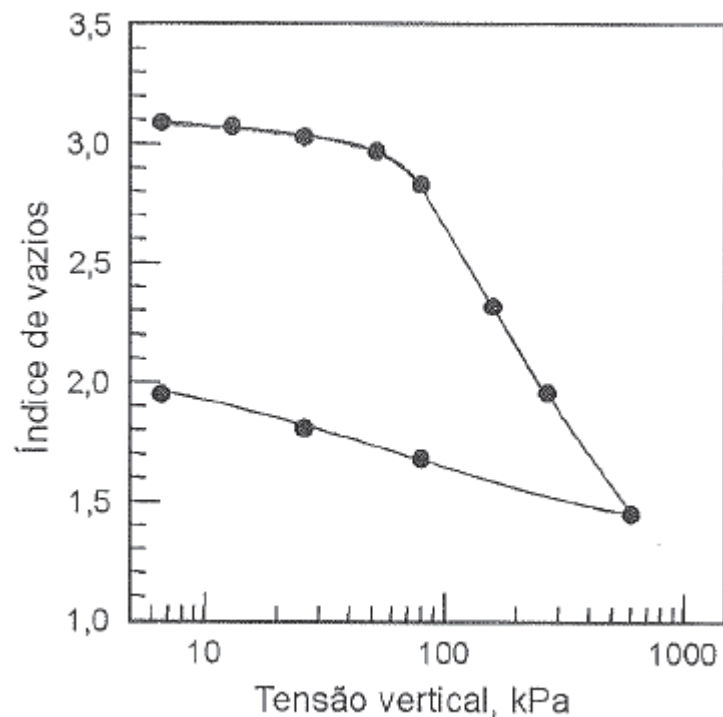


FONTE: Das (2007).

A amostra, além de saturada, fica submersa em toda a execução do ensaio e após o posicionamento do exemplar é realizado o carregamento da célula de compressão. A carga permanece constante por um período de vinte e quatro horas e, costumeiramente, tem seu valor dobrado para o início de um novo ciclo de carregamento. Entretanto, esse ciclo pode ser prolongado na presença de solos argilosos, devido a sua baixa permeabilidade.

No decorrer do ciclo é tomado nota das deformações (variações das alturas do corpo de prova) em função da tensão aplicada. A partir das leituras da altura do corpo de prova é possível desenvolver o gráfico de índice de vazios (e_0) e tensão axial. A representação gráfica permite estimar a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), índice de compressão (C_c) e recalque total do solo (ρ). O resultado deste ensaio pode ser representado em um gráfico com índice de vazios e tensão vertical (FIGURA 2).

FIGURA 2 – RESULTADO ENSAIO DE ADENSAMENTO



FONTE: Pinto (2006).

Conforme apresentado, na FIGURA 2, a relação tensão e índice de vazios não é constante, isto deve-se ao histórico de tensões do solo. Entretanto para os trechos retilíneos é possível determinar os seguintes parâmetros:

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma_v} \quad (1)$$

$$m_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma_v} \quad (2)$$

$$D = \frac{d\sigma_v}{d\varepsilon_v} \quad (3)$$

Onde:

a_v = coeficiente de compressibilidade;

m_v = coeficiente de variação volumétrica;

D = módulo de compressão edométrica.

Além da determinação dos parâmetros das equações 1, 2 e 3, Terzaghi (1936) introduziu o índice de compressão (C_c), que é a inclinação da reta virgem. No caso de descarregamento é possível determinar o índice de descompressão (C_s) e recompressão (C_r) no recarregamento.

Com os valores das tensões de carregamento e índice de vazios equivalente é possível obter o índice de compressão com a equação 4:

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (4)$$

A equação 4 também é válida para determinar o índice de recompressão/d Descarregamento, entretanto, deve-se utilizar do índice de vazios e tensões referentes a cada etapa do ensaio.

Porém, vale ressaltar que os ensaios laboratoriais são extremamente sensíveis a qualidade das amostras, o que pode acarretar em erros na previsão dos parâmetros e nas estimativas de recalque. Este fato justifica a necessidade de utilizar outros ensaios de campo e laboratoriais associados, para complementar e confirmar os resultados obtidos (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

2.1.3 Soluções para obras de aterro sobre solos moles

Obras sobre materiais compressíveis sempre são desafios para a engenharia. Os aterros são muito comuns em toda a engenharia, como por exemplo: no setor de infraestrutura, nas pontes e viadutos, que exigem a execução de aterros nos acessos da estrutura. Nos casos onde há necessidade de executar aterros sobre solos compressíveis, devido à alta deformabilidade e baixa resistência dos solos moles, é necessário utilizar soluções que melhorem as condições de segurança e permitam a utilização deste material para as obras de engenharia. As técnicas para solucionar consistem, basicamente, em controlar os recalques ou estabilizar o solo (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

As soluções de melhoramento devem se adequar ao prazo, orçamento e limitações de espaço. Para tratar os solos compressíveis é possível usar soluções de substituição do solo, adensamento e aumento da resistência de ruptura do solo (ALMEIDA e MARQUES, 2010). Com a finalidade de apresentar e organizar a grande quantidade de técnicas construtivas de aterros sobre solos moles, a segmentação em grupos é apresentada no QUADRO 1:

QUADRO 1 – MÉTODOS DE MELHORIA E ESTABILIZAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

GRUPO	FUNDAMENTO	TÉCNICAS
Substituição de solo	Remoção da camada de solo compressível e preenchimento com material resistente.	Escavação, remoção por deslocamento (aterros de ponta).
Adensamento	Promove a redução do índice de vazios do solo em um período menor do que o tempo normal, a fim de reduzir os recalques após a construção.	Uso de drenos verticais, aterro de sobrecarga temporária, sobrecarga com uso de vácuo, adensamento por eletro osmose.
Aumento da resistência	Promove o aumento da resistência do solo mole para suportar o aterro, a fim de evitar a ruptura.	Colunas granulares, estacas, capiteis, plataforma de geossintéticos, <i>jet-grouting</i> , <i>deep mixing</i> .

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2010).

Ressalta-se que aterros estacados, além de aumentar a resistência, permitem controlar os recalques, uma vez que parte da carga do aterro é transferida para o solo competente inferior.

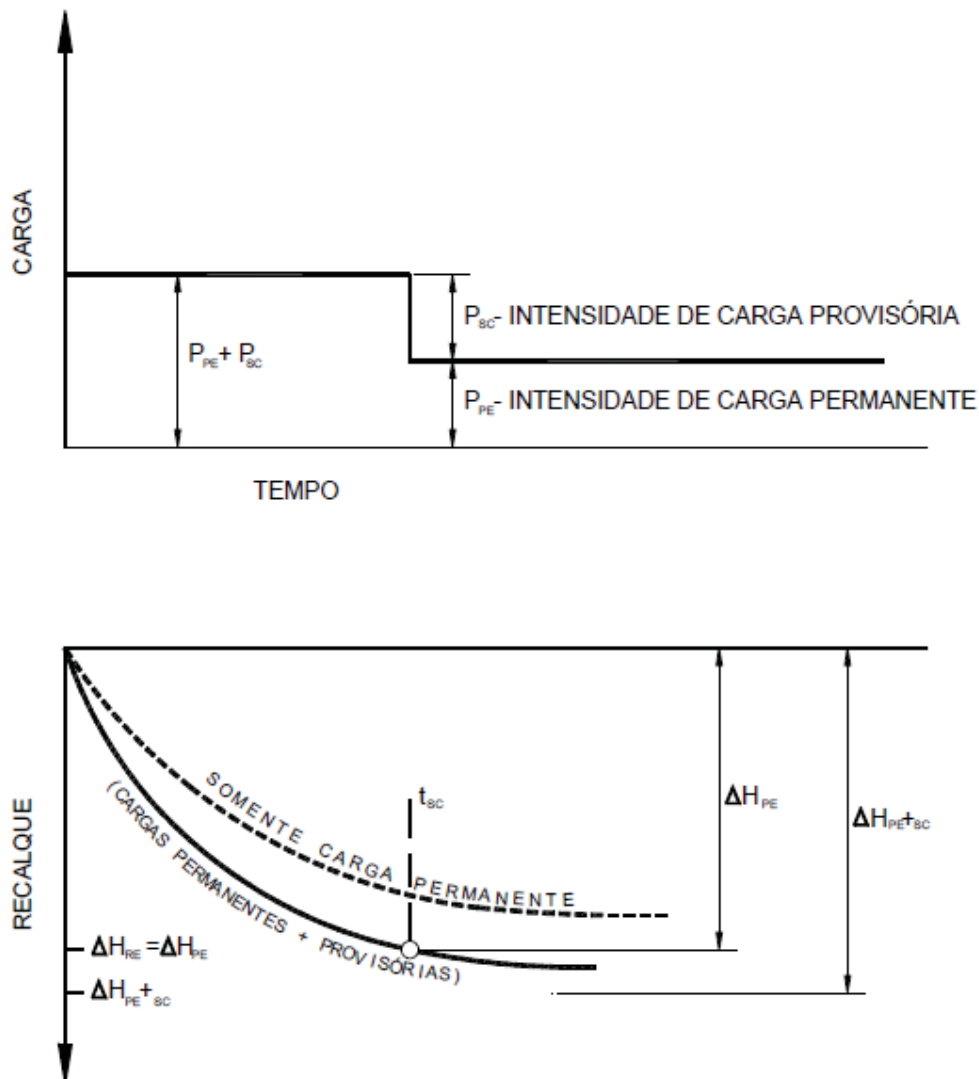
Para otimizar os resultados e viabilizar o empreendimento é possível associar técnicas, como o estudo de caso da pesquisa que utilizou aterro de sobrecarga temporária, drenos verticais e um reforço de geossintético na base do aterro. Esta combinação propicia ao solo a redução no tempo de adensamento, redução do índice de vazios e um reforço contra a ruptura.

Devido ao escopo da pesquisa, os itens 2.1.3.1 e 2.1.3.2 abordam os processos de melhoramento com aterro de sobrecarga e aterros sobre drenos verticais, pois estas soluções estão relacionadas ao estudo de caso.

2.1.3.1 Aterros de sobrecarga

Dentre as técnicas de aceleração de recalques citadas, no item 2.1.3, pode-se mencionar o aterro de sobrecarga temporária. Esta aplicação objetiva desenvolver os recalques antes do carregamento da obra, portanto, pode se entender que este método irá adensar a camada compressível até o recalque previsto, ou superior, para a obra. A FIGURA 3 ilustra o processo que ocorre após a aplicação da sobrecarga.

FIGURA 3 – PROCESSO DE ADENSAMENTO APÓS APLICAÇÃO DE SOBRECARGA



FONTE: Nogueira (2010).

Similar ao ensaio de adensamento, o recalque que ocorre com a aplicação da carga, não desenvolve uma função linear e decresce ao longo do tempo (NOGUEIRA, 2010).

Outro fator importante, em obras de aterro sobre solos moles, é a sequência executiva, pois muitas vezes esse aterramento é uma necessidade geométrica da obra, e, se torna impossível executar o aterro de sobrecarga e o encaixe geométrico da obra. Portanto, muitos projetos optam pela execução do aterro em etapas, e este deve ser executado em camadas, para que o ganho de resistência do solo compressível seja suficiente para suportar o aumento de tensão desenvolvido pelo

aterro, e as cotas de projeto sejam atendidas (ALMEIDA e MARQUES, 2010; NOGUEIRA, 2010).

As grandes vantagens deste método é o seu custo relativamente baixo, devido à grande variedade de materiais que podem ser utilizados, e, a sua eficácia comprovada. Entretanto, algumas de suas desvantagens são: tempo elevado para atingir os resultados esperados de recalques, grande volume de material empregado, e, necessidade de espaço físico abundante, quando há necessidade de utilizar bermas de equilíbrio de grandes dimensões (BONILLA, 2013).

Em virtude das desvantagens apresentadas, é comum a utilização de aterros de sobrecarga associado a mais uma técnica de melhoramento. Assim, o item 2.1.3.2 expõe o processo de melhoramento de solos moles com drenos verticais sob aterros de sobrecarga.

2.1.3.2 Aceleração de recalques com drenos verticais e sobrecarga

Para promover a aceleração dos recalques é necessário melhorar as condições de drenagem, o que significa aumentar a permeabilidade média do maciço de solo. O dreno vertical é uma das alternativas que melhoram as propriedades do solo. Ao utilizá-lo, o recalque após a construção é reduzido, além de acelerar a expulsão de água dos vazios, que promove o aumento da resistência ao cisalhamento e capacidade de carga do terreno (OLIVEIRA e ALMEIDA, 2004).

Os drenos verticais, inicialmente, eram executados com areia e, posteriormente, começou a utilização de drenos pré-fabricados (geocompostos drenantes), compostos de PVC. Ambos possuem revestimento filtrante que impede a passagem de materiais finos e a colmatção do dreno (ALMEIDA e MARQUES, 2010; BEDESCHI, 2004).

A inserção dos drenos contribui mais com a drenagem no sentido horizontal que, na maioria dos solos, apresenta permeabilidade superior a vertical, além de reduzir a distância de drenagem, o que favorece o processo de adensamento da camada compressível (YANEZ, 2016).

Para entender o fluxo e o adensamento nos solos, Baron (1948), desenvolveu estudos sobre a área de influência dos drenos e deformação vertical do solo ao redor dos dispositivos de drenagem. Os estudos foram segmentados em *free strain* e *equal strain*, os quais analisam de duas formas distintas a deformação que

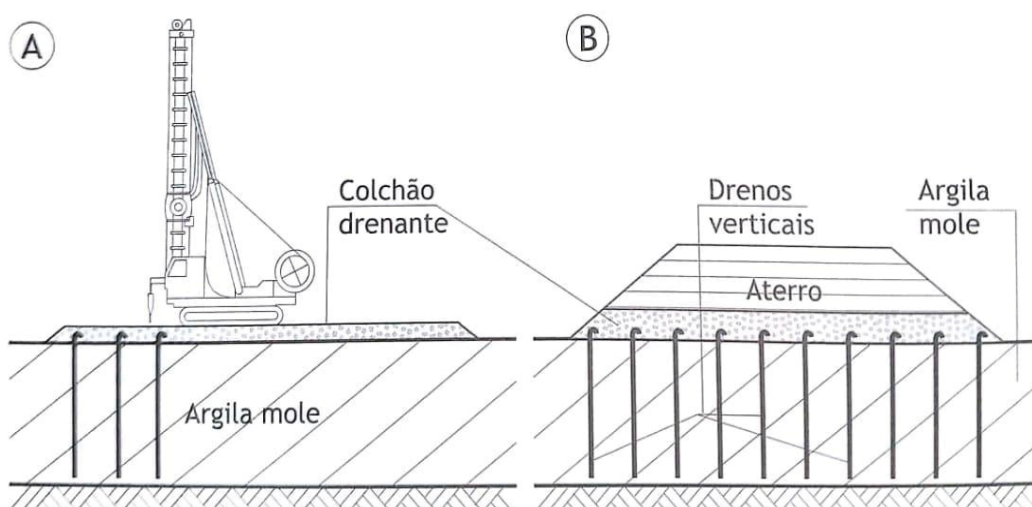
ocorre no solo superficial na área de influência do dreno. O *free strain* assume que a deformação vertical do solo aumenta inversamente proporcional a distância, enquanto a *equal strain* admite que a deformação vertical é igual em todo o solo sob a influência do dreno.

É comum a utilização de mais de uma técnica associada, desta forma o tratamento de solo compressível pela aceleração de recalques, comumente, é associado a sobrecarga provisória. Essa carga pode ser aplicada com sistemas a vácuo ou com aterros sobre o solo. O conceito de aplicar este carregamento é o de promover a deformação vertical de cargas superiores as de trabalho. Assim, a tensão no solo desenvolverá recalques mínimos ou nulos no período de operação (YANEZ, 2016).

É importante ressaltar que ao associar as técnicas de aceleração o valor final do recalque permanece o mesmo, porém o tempo para a conclusão do processo é drasticamente reduzido (CORREA, 2016).

A instalação dos geocompostos drenantes demanda equipamento específico de cravação e um sistema de captação de água no topo da camada compressível (FIGURA 4). Esta retirada pode ser feita com um colchão drenante no topo do solo em adensamento, e, pode ser esgotado por gravidade (quando há inclinação suficiente) ou por bombeamento (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

FIGURA 4 – INSTALAÇÃO DOS DRENOS VERTICAIS



FONTE: Almeida e Marques (2010).

Conforme apresentado na FIGURA 4, entre a argila mole e o aterro encontra-se o colchão drenante e a extremidade superior dos drenos verticais, que conduzem a água coletada para fora da obra.

2.1.4 Verificação de ruptura em aterros sobre solos moles

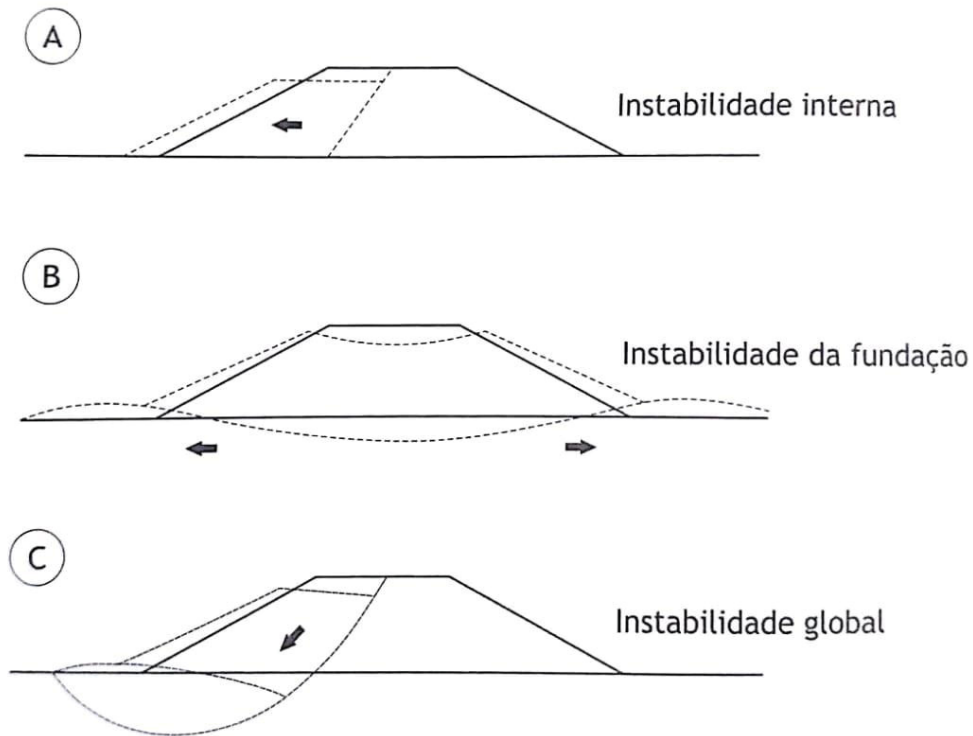
Para levar um elemento a sua ruptura deve-se elevar o material ao seu estado limite último (ELU), que se caracteriza pelo estado em que a maior resistência do elemento é atingida. Ao associar o ELU com a máxima resistência mobilizada, qualquer solicitação adicional provocará a instabilidade do material (OLIVEIRA, 2006).

O estado limite último do material é o ponto em que ocorre a separação de partes que antes eram íntegras, e, isto pode ocorrer por tração ou cisalhamento. A separação abrupta entre os elementos pode ser denominada de “colapso”. Os solos moles, assim como todos os maciços de solo, estão sujeitos a ruptura. Isto ocorre devido a incapacidade do solo mole ou do aterro suportarem as tensões atuantes na obra. Nos solos, além do colapso, os grandes deslocamentos também podem ser a indicação de ruptura, entretanto, nestes casos é muito difícil determinar o ponto de ruptura (OLIVEIRA, 2006).

Segundo Jewell (1996) e Oliveira (2006), nos solos moles há ruptura por colapso ou por plastificação. A ruptura por colapso ocorre quando há separação abrupta entre duas partes, enquanto a ruptura por plastificação acontece de forma lenta e progressiva no decorrer do tempo.

Dentre as diversas maneiras de ruptura de solo Jewell (1982 *apud* Almeida e Marques, 2012) descreve três situações características de ruptura em aterros sobre solos moles (FIGURA 5).

FIGURA 5 – MODOS DE RUPTURA DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES SEM REFORÇO



FONTE: Jewell (1982) *apud* Almeida e Marques (2012).

O mecanismo de instabilidade interna (FIGURA 5A) engloba o deslizamento do material do aterro pela camada de solo compressível ou reforço, devido ao baixo atrito (aderência) entre os materiais, frente ao empuxo atuante dos taludes do aterro. Entretanto é rara a ocorrência de instabilidade interna do aterro pois há possibilidade de seleção dos materiais empregados (PALMEIRA e ORTIGÃO, 2004).

A FIGURA 5B apresenta a instabilização do solo de fundação devido à baixa capacidade de carga da fundação. Este processo também pode induzir a extrusão do solo mole abaixo do aterro, bem como fazer com que a geometria seja alterada e ocorram recalques significativos.

A ruptura global do aterro e fundação (FIGURA 5C) é o processo de colapso do aterro e do solo de fundação, que deslizam sobre um plano de ruptura definido. A ruptura pode ser do tipo rotacional ou translacional.

As análises de ruptura global e deslizamento não foram abordadas nesta pesquisa, pois na obra em estudo não foi constatado colapso (característico nesses casos) no aterro e no solo de fundação.

2.1.4.1 Ruptura da fundação e extrusão do solo mole

A ruptura da fundação de aterros sobre solos moles tende a ocorrer devido aos grandes deslocamentos desenvolvidos que acontecem no subsolo. Portanto, além de verificar a capacidade de carga do solo é necessário verificar o fator de segurança contra a expulsão do solo mole (PALMEIRA e ORTIGÃO, 2004).

A ruptura da fundação de obras de aterros sobre solos moles com ou sem reforço, é um problema de capacidade de carga, e sua verificação ocorre de maneira semelhante às fundações superficiais (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Para esta análise admite-se que o aterro atue como uma sapata rígida sobre a camada argilosa. O aterro é incorporado ao cálculo como sobrecarga e sua resistência é desconsiderada, o que permite utilizar a formulação clássica de Terzaghi (equação 5)

$$Q_{ult} = cN_c + \gamma D N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (5)$$

Onde:

Q_{ult} = capacidade de carga do solo (kPa);

N_c, N_γ, N_q = fatores de capacidade de carga obtidos por ábacos;

D_{fund} = altura de embutimento da fundação (m);

c = coesão do solo (kPa);

γ = peso específico do solo (kN/m³);

B = largura da fundação (m).

Sabe-se Q_{ult} é igual a sobrecarga do aterro ($\gamma_{aterro} \cdot h_{aterro}$), e por assumir que o solo possui ângulo de atrito igual a zero, N_q igual a 1 e resistência não drenada (S_u) obtemos a equação 6:

$$h_{aterro} = \frac{N_c \cdot S_u}{\gamma_{aterro}} \quad (6)$$

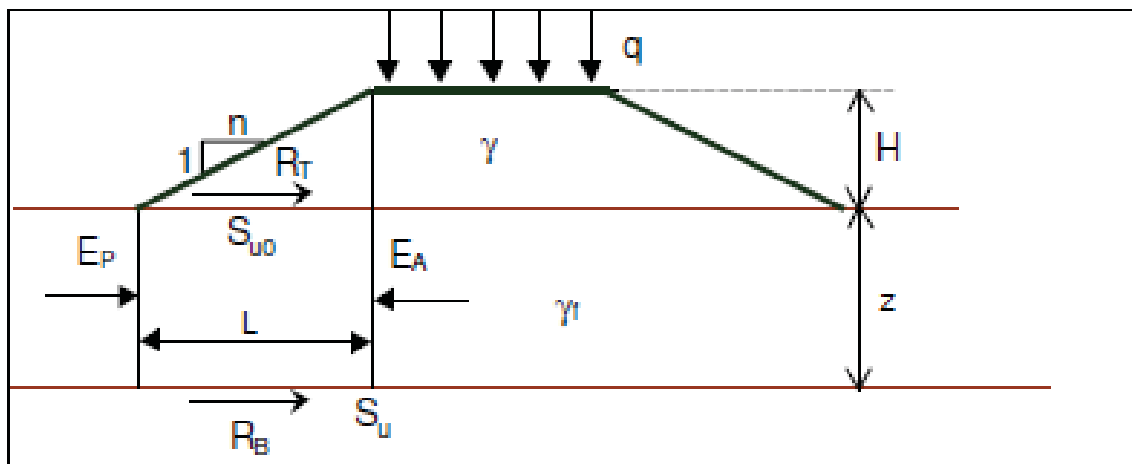
A altura de aterro calculada é referente a carga de ruptura do solo, portanto, é necessário aplicar um fator de segurança (F_s) ao cálculo que resulta na equação 7:

$$h_{adm} = \frac{N_c \cdot S_u}{\gamma_{aterro} \cdot F_s} \quad (7)$$

Segundo Almeida e Marques (2010) pode-se utilizar valores de F_s igual 1,3 nos casos de condição temporária, mas usualmente o valor utilizado é maior que 1,5.

Após a verificação da capacidade de carga do solo é necessário averiguar a segurança contra a extrusão do solo mole, devido ao peso próprio do aterro. Essa análise leva em consideração o equilíbrio do solo mole abaixo do talude de aterro contra o empuxo ativo desenvolvido pelo aterro. Esse esquema é exposto na FIGURA 6 (PALMEIRA e ORTIGÃO, 2004).

FIGURA 6 – CARGAS ATUANTES NA EXPULSÃO DO SOLO MOLE



FONTE: Palmeira e Ortigão (2004).

Ao equacionar as forças atuantes na verificação do fenômeno de expulsão dos solos moles temos a equação 8:

$$F_e = \frac{E_p + R_B + R_T}{E_A} \quad (8)$$

Onde:

F_e = fator de segurança contra a expulsão de solo mole;

E_p = empuxo passivo do solo contra o deslocamento de solo mole (kN);

E_A = empuxo ativo que atua no bloco de solo mole (kN);

R_B = força de aderência na base do bloco de solo mole (kN);

R_T = força de aderência entre base do talude e bloco de solo mole (kN).

Ao utilizar as equações de Rankine para determinar os empuxos atuantes no sistema, obtemos a equação 9:

$$F_e = \frac{0,5\gamma_{sm}z^2K_p + 2S_{u_{méd}}z + (S_{u0} + S_{u_{base}})L_{talude}}{\gamma_{aterro}H_{aterro}z + q_{aterro}z + 0,5\gamma_{sm}z^2 - 2S_{u_{méd}}z} \quad (9)$$

Onde:

γ_{sm} = peso específico da camada compressível (kN/m³);

γ_{aterro} = peso específico do aterro (kN/m³);

L_{talude} = comprimento da base do talude (m);

q_{aterro} = sobrecarga no aterro (kN/m²);

z = espessura do solo mole abaixo do aterro (m);

H_{aterro} = altura do aterro (m);

$S_{u_{méd}}$ = resistência não drenada média (kPa);

S_{u0} = resistência não drenada no topo da camada de solo mole (kPa);

$S_{u_{base}}$ = resistência não drenada na base do solo mole (kPa).

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Além do ensaio odométrico, citado no item 2.1.2, os ensaios de campo são de extrema importância para estimar parâmetros do solo *in situ* e coletar informações em áreas superiores as ensaiadas em laboratório.

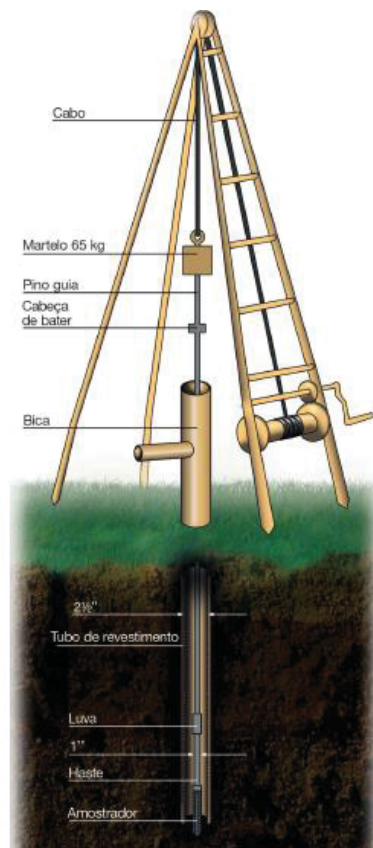
2.2.1 Standard Penetration Test

O procedimento de sondagem a percussão (SPT) é um método investigação geotécnico, composto por uma medida de resistência dinâmica e um reconhecimento simples tátil visual. O ensaio consiste na perfuração do solo até a camada que se deseja medir a resistência. Em seguida é realizada a cravação do amostrador em 45 centímetros do solo, com a queda de um martelo de 65 kg de

uma altura de 75 centímetros. Usualmente o ensaio de cravação é feito a cada metro, e, amostras significativas do solo são coletadas para análise. Durante o ensaio são anotados os números de golpes necessários para penetrar 15 centímetros de solo, até alcançar os 45 centímetros pré-determinados (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

De acordo com a NBR 6484 deve-se perfurar o solo, com o auxílio de um trado, até ser encontrado o nível da água, e, logo após a perfuração pode ser seguida com o auxílio de lavagem. Durante o procedimento pode-se usar revestimento ou bentonita, de acordo com as características do local. A FIGURA 7 apresenta o equipamento necessário para a execução do ensaio.

FIGURA 7 – EQUIPAMENTO PARA STANDARD PENETRATION TEST



FONTE: Schnaid e Odebrecht (2012).

O ensaio SPT permite a avaliação tátil visual do material, determina a estratigrafia e a resistência a penetração do solo. De acordo com a NBR 7250, nos casos em que foi identificado solo argiloso com N_{spt} menor que 2 e entre 3 e 5, orienta-se que o solo deve ser denominado muito mole e mole, respectivamente.

Desta forma, os resultados deste ensaio foram empregados para a identificação das camadas compressíveis e elaboração de um perfil de solo, ao longo da obra em estudo, o que permite definir a inclinação e espessura inicial do modelo geotécnico.

A definição da estratigrafia é de extrema importância, pois para a pesquisa as condições geométricas do perfil do solo são reproduzidas no modelo computacional. Assim, foram selecionados os ensaios SPT relevantes ao estudo, pois estes fizeram parte da composição do perfil geotécnico.

Além da definição da estratigrafia é possível estimar o peso específico dos solos com o número de golpes do ensaio SPT (TABELA 1 e TABELA 2).

TABELA 1 – PESO ESPECÍFICO PARA SOLOS ARGILOSOS

Nspt (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

FONTE: Adaptado de Godoy (1972).

TABELA 2 – PESO ESPECÍFICO PARA SOLOS ARENOSOS

Nspt (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

FONTE: Adaptado de Godoy (1972).

Entretanto, os autores Schnaid e Odebrecht (2012) salientam que uma das limitações do SPT é a determinação de parâmetros de resistência confiáveis em solos moles, pois nos casos em que se verifica um número de golpes igual a zero, a equação 10 resulta em uma resistência não drenada nula, fato que não reflete a realidade. A relação empregada para determinar a resistência não drenada do solo é:

$$S_u = N_{spt} \times 10 \quad (10)$$

Além deste fato, o ensaio SPT está sujeito a interpretação humana na execução do ensaio, o que acarreta em correlações com grande faixa de variação, e, não confiáveis do módulo de elasticidade (E) e parâmetros de deformabilidade. Este fato está apresentado na TABELA 3, em que é possível observar que para a mesma consistência/compacidade, definida pelo SPT, há variação significativa no módulo de elasticidade.

TABELA 3 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DE AREIAS COM BASE NO NSPT

Solo	Compacidade/Consistência	E (MPa)
Argila	Muito mole	2 – 15
Argila	Mole	5 – 25
Argilaa	Média	15 – 50
Argila	Dura	50 – 100
Argila arenosa		25 – 250
Areia siltosa		5 – 20
Areia	Fofa	10 – 25
Areia	Compacta	50 – 81
Areia e pedregulho	Fofa	50 – 150
Areia e pedregulho	Compacta	100 – 200
Silte		2 -20

FONTE: Adaptado de Bowles (1997).

Dada estas limitações, em obras que contemplam solos moles, análises de deslocamento e deformação, é necessário a realização de ensaios, que forneçam dados para determinar os parâmetros de forma confiável. Neste contexto, os ensaios CPTU preenchem esta lacuna. Assim, o ensaio SPT é seguro, quando utilizado, para determinar a presença de solos compressíveis, estratigrafia local e nível da água.

2.2.2 Ensaio piezocone (CPTU)

Ao contrário da classificação empregada na NBR 6122, que determina que o SPT é o método principal de prospecção geotécnica, Schnaid e Odebrecht (2012)

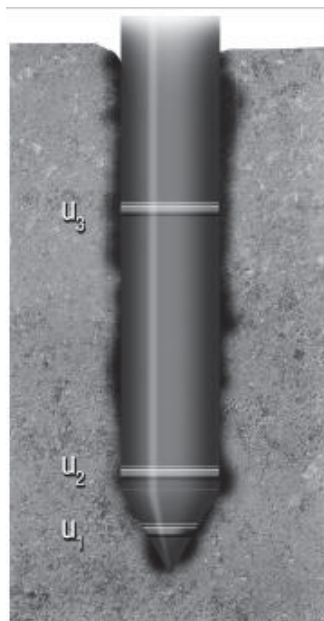
ressaltam que os ensaios de penetração do piezocone (CPTU) são considerados, internacionalmente, uma das ferramentas mais importantes de prospecção geotécnica.

A diferença entre o ensaio de cone para o piezocone é a leitura do excesso de poropressão, pois ambos fornecem dados da resistência de ponta e do atrito lateral do solo. O CPTU consiste na cravação de uma ponta em formato de cone, com uma velocidade constante de 15 a 25 mm/s, com seção transversal convencional de 10 cm², dotado de sensores que verificam a resistência na ponta do instrumento (q_c), a resistência lateral (f_s) e o excesso de poropressão (u), durante a penetração.

A leitura da poropressão é realizada por meio de um elemento filtrante e um conjunto de sensores que transmitem essas informações para um computador. Trata-se de um anel que pode ser composto de aço, plástico, cerâmica ou bronze e é acoplado ao cone de penetração. Para realizar a correta aferição do excesso de poropressão, o material filtrante deve permanecer submerso no fluido de saturação até o momento da execução do ensaio (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

É possível realizar as leituras em três pontos distintos (FIGURA 8). A leitura u_2 é essencial por ser utilizada na correção dos valores aferidos de q_c , porém as leituras u_1 e u_3 também podem ser realizadas durante o ensaio (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

FIGURA 8 – POSIÇÕES DA LEITURA DO EXCESSO DE POROPRESSÃO



FONTE: Schnaid e Odebrecht (2012).

Além das diferentes posições utilizadas, na medição do excesso de poropressão, existe variação na geometria dos cones devido a não existência de padronização entre os fabricantes dos equipamentos. Essa informação é de extrema importância, pois afeta a correção dos dados adquiridos *in situ*.

A grande vantagem deste ensaio, em relação ao SPT, é a estratigrafia contínua, a mecanização do ensaio e as medidas de poropressão, que são indicativos da drenagem do solo, característica muito relevante nos projetos que possui recalque significativo e em solos siltosos (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

A interpretação de todos os processos envolvidos durante a execução do ensaio é de grande complexidade, no entanto, é possível realizar estimativas de parâmetros geotécnicos com grande confiabilidade e precisão. Tais estimativas possuem diferentes níveis de confiabilidade e eficácia, as quais são apresentadas na TABELA 4.

TABELA 4 – EFICÁCIA NA PREVISÃO DE PARÂMETROS

Dados fornecidos	CPT	CPTU
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Moderada a Alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de adensamento	-	Alta
Condições do nível d'água	-	Alta
Potencial de liquefação	Moderada	Alta
Economia no custo das investigações	Alta	Alta

FONTE: Adaptado de Battaglio et al. (1986) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012).

Devido ao grande volume de dados coletados durante o ensaio, a maneira mais comum de se apresentar os resultados é graficamente. Porém, sabe-se que durante a penetração do equipamento, as medidas de penetração (q_c) sofrem influência da poropressão em diferentes áreas do cone. Desta forma, nos solos argilosos, que sofrem grande influência da água, se faz necessário realizar a correção desta medida com valores da geometria do cone e com excesso de poropressão medido em campo (ROBERTSON e CABAL, 2014).

Para realizar a correção dos valores aferidos de q_c é necessário utilizar a equação 11:

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2 \quad (11)$$

Onde:

q_c = resistência de ponta medida em campo (kPa);

α = razão entre as áreas do cone obtido em laboratório;

u_2 = excesso de poropressão (kPa).

Apesar de não possibilitar a extração de amostras, o que permitiria a classificação do material, o ensaio CPTU permite classificar o solo, de forma segura, através da análise dos resultados de campo. É possível determinar o tipo de solo por meio de ábacos, com a relação $q_c \times R_f$, onde:

$$R_f = f_s / q_c \quad (12)$$

Onde:

R_f = razão entre as resistências de ponta e lateral do cone (%).

Entretanto, essa relação não utiliza as leituras do excesso de poropressão, com o objetivo de expandir e aprimorar o método, a pesquisa de Robertson (1990), incluiu parâmetros que levam em consideração a poropressão e o nível de tensões do solo, com as seguintes expressões:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{(\sigma_{vo} - u_0)} \quad (13)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad (14)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} \cdot 100\% \quad (15)$$

Onde:

Q_t = resistência de ponta líquida (ensaio de piezocone) normalizada pela tensão total;

B_q = parâmetro de classificação dos solos do ensaio de cone;

F_r = atrito lateral do ensaio de piezocone (%).

Com o objetivo de facilitar a utilização em planilhas, Jefferies e Davies (1993) implementaram o índice de classificação do material (I_c), e Robertson e Wride (1998) desenvolveram uma versão simplificada do índice de classificação do material, como mostra a equação 16:

$$I_c = \sqrt{\{3,47 - \log(Q_{tn})\}^2 + \{1,22 + \log(F_r)\}^2} \quad (16)$$

A partir do resultado obtido, com a equação 16, é possível classificar o material ensaiado utilizando as faixas de variação apresentadas na TABELA 5. O aumento do I_c indica a redução de resistência dos materiais, enquanto os solos das zonas 8 e 9 são solos com alta consolidação ou cimentação.

TABELA 5 – CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Zona	Tipo de comportamento do solo	I_c
1	Solos sensitivos	N/A
2	Argilas orgânicas	>3.6
3	Argilas	2.95–3.6
4	Misturas de siltes	2.60–2.95
5	Misturas de areias	2.05–2.6
6	Areia	1.31–2.05
7	Areias com pedregulhos	<1.31
8	Areia e areia argilosa muito dura	N/A
9	Solos finos com alta rigidez	N/A

FONTE: Adaptado de Robertson (2014) – Desenvolvido por Robertson (1990), atualizado por Robertson (2010).

Todos os parâmetros apresentados são utilizados para classificação do material. Uma das grandes vantagens dos ensaios com cone é a possibilidade de determinar alguns parâmetros geotécnicos utilizados em modelagens numéricas, como: módulo de elasticidade do solo *in loco* (E), ângulo de atrito (ϕ) e coeficiente de empuxo (k_0). A TABELA 6 apresenta as relações utilizadas para determinar esses parâmetros.

TABELA 6 – CORRELAÇÕES PARA DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS

Parâmetro	Símbolo	Correlação	Fonte
Módulo de elasticidade	E	$E = \alpha_E (q_t - \sigma_{vo})$	Robertson, 1990
	α_E	$\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55I_c + 1.68)}]$	Robertson, 1990
Ângulo de atrito	ϕ	$\phi = 17.6 + 11. \log (Q_t)$	Kulhawy e Mayne, 1990
Módulo de deformabilidade em confinamento	M	$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{vo})$	Kulhawy e Mayne, 1990
	α_M	$\alpha_M = 0.0188 [10^{(0.55I_c + 1.68)}]$	Robertson, 2009
Coeficiente de empuxo	k_0	$k_0 = (1 - \sin(\phi)). OCR^{sen(\phi)}$	Kulhawy e Mayne (1990)
Resistência não drenada	S_u	$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}}$	Vésic, 1975

FONTE: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

É possível determinar o valor do fator de capacidade do cone (N_{kt}) pelos valores encontrados em estudos prévios. Alguns resultados de solos brasileiros estão apresentados na TABELA 7.

TABELA 7 – VALORES DE N_{kt}

Autor	Local	N_{kt}	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)	Recife/PE	10-15	Triaxial
Árabe (1995)	Vale Quilombo/SP	12-15	Palheta e Triaxial
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandroni et al. (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e Triaxial
Batista e Sayão (1998)	Salvador/BA	12-18	Palheta

FONTE: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

Ainda que os equipamentos, que executam este ensaio, apresentem variações na geometria do cone, mecanismo de penetração, locomoção e armazenamento de dados, os ensaios CPT e CPTU auxiliam, de maneira segura, na obtenção dos dados para a elaboração de projetos geotécnicos.

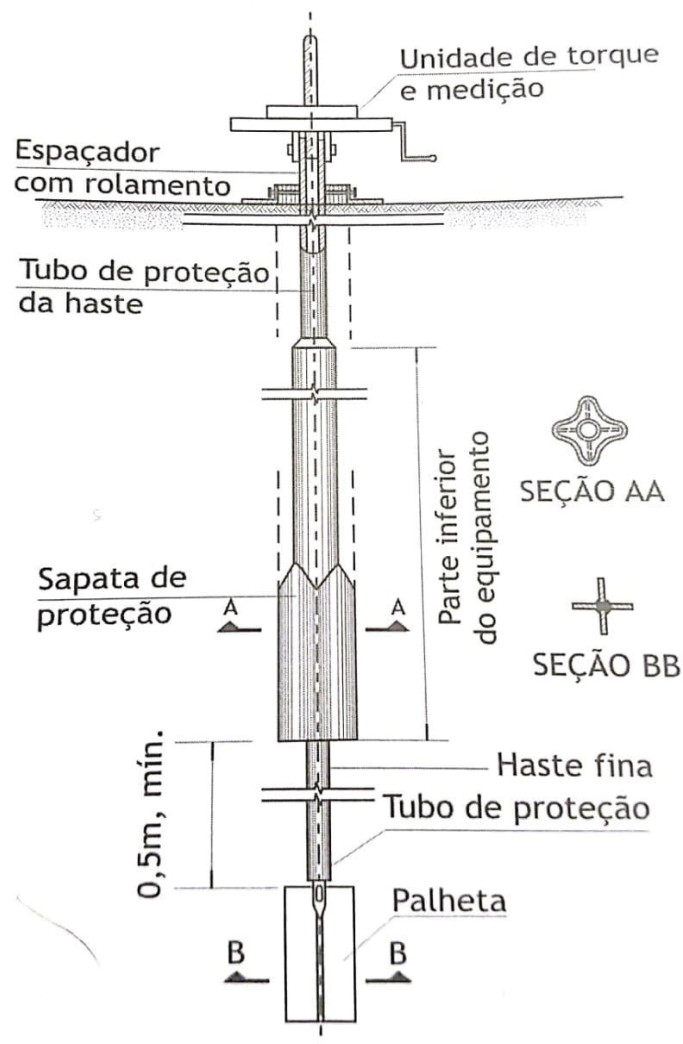
2.2.3 Vane test

O ensaio de palheta (*Vane Test*) é empregado para determinar a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) *in situ*. Para executar o ensaio de palheta é necessário o conhecimento prévio das camadas constituintes do solo, uma vez que, este procedimento não é aplicável em todos os materiais. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a aplicabilidade do ensaio está condicionada aos seguintes fatores:

- Nspt igual ou inferior a 2 ou resistência a penetração (q_c) igual ou menor que 1000 kPa;
- Solo predominantemente argiloso, ou seja, o solo deve conter mínimo de 50% passando na peneira #200, Limite de Liquidez maior de 25 e Índice de plasticidade superior a 4;
- Ausência de lentes de areia.

Além das recomendações do tipo de solo, a norma brasileira NBR 10905 – Ensaio de palheta *in situ* segmenta os equipamentos em dois tipos: tipo A, que realiza ensaios sem furo prévio, possuem proteção nas palhetas e hastes para efetuar a cravação sem danificar o equipamento, e, tipo B, que executa o ensaio com perfuração prévia. A FIGURA 9 apresenta um equipamento do tipo A, que não necessita de perfuração prévia e com sistema de proteção das hastes.

FIGURA 9 – EXEMPLO DE EQUIPAMENTO PARA ENSAIO DE PALHETA



FONTE: Adaptado de Almeida e Marques (2012).

Ambos os equipamentos são compostos por quatro aletas (pás) de aço de alta resistência, com diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm, usadas para argilas de

até 50 kPa de resistência não drenada. Nos casos em que esse valor é superado, a relação entre altura (H) e diâmetro (d) igual a 2 é mantida, porém a norma permite a utilização de equipamento com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm.

A execução do ensaio consiste na penetração e rotação de uma palheta no solo, com velocidade de rotação de $6 \pm 0,6^\circ/\text{minuto}$ em profundidades predefinidas e, a partir disso, é obtido o torque necessário para cisalhar o solo em condições não drenadas (ALMEIDA e MARQUES, 2010; SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Para equipamentos que respeitam a razão de altura por diâmetro igual a dois, é possível estimar a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) do solo com a equação 17:

$$S_u = 0,86 \frac{T}{\pi d^3} \quad (17)$$

Onde:

T = torque medido (kNm);

d = diâmetro da palheta (m).

Também é possível extrair o valor da resistência não drenada amolgada (S_{ur}), com a aplicação de dez revoluções completas imediatamente após a aplicação do torque máximo. Utiliza-se o valor do torque correspondente a condição amolgada na equação 17.

A razão entre as resistências não drenada inicial e amolgada permite verificar a sensibilidade do material argiloso (equação 18).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (18)$$

A classificação do resultado obtido a partir desta relação é apresentado na TABELA 8.

TABELA 8 – SENSIBILIDADE DAS ARGILAS

Sensibilidade	S_t
Baixa	2-4
Média	4-8
Alta	8-16
Muito alta	>16

FONTE: Adaptado de Skempton e Northey (1952) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012).

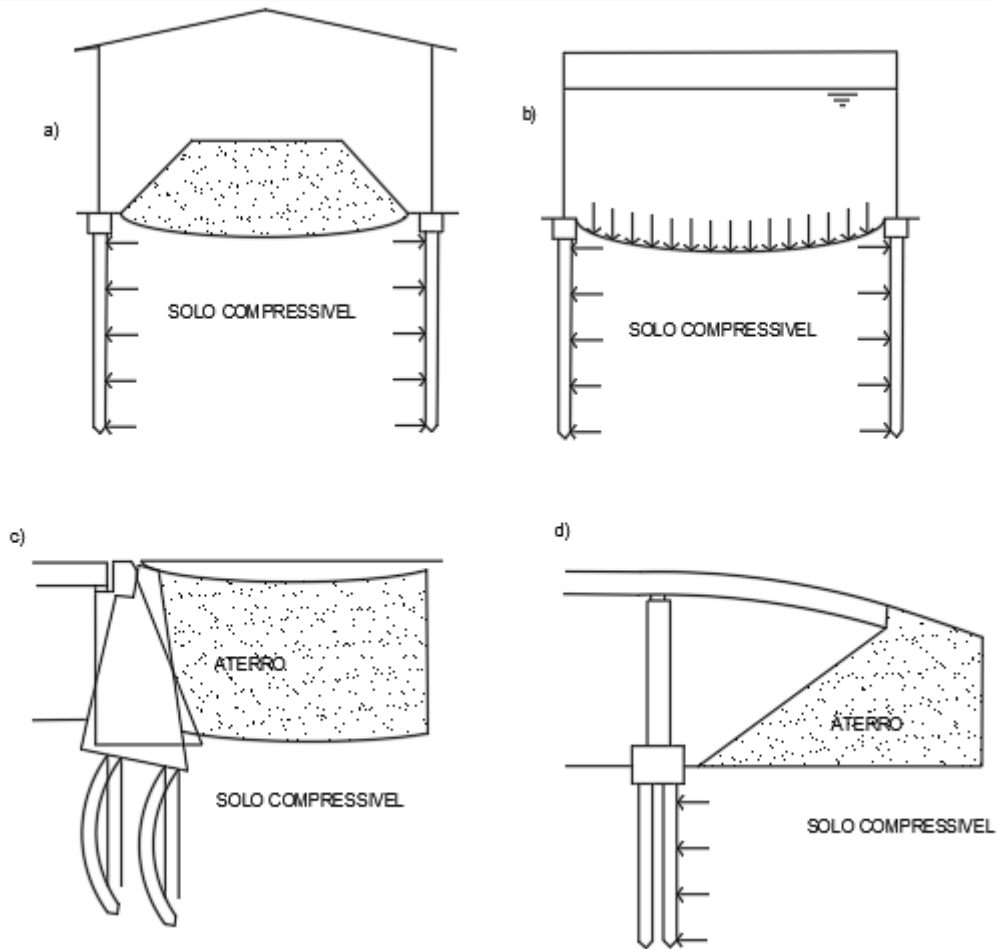
A resistência não drenada do solo é de extrema importância para verificar as condições de estabilidade e o fator de segurança contra a ruptura do solo.

2.3 EFEITO TSCHEBOTARIOFF

Sabe-se que solos adensáveis são favoráveis a ocorrência de dois fenômenos de grande importância para o dimensionamento de fundações, denominados de atrito negativo e efeito Tschebotarioff. O atrito negativo ocorre quando o solo adensa mais que a estaca e promove o aumento de carga e redução da resistência lateral do elemento, enquanto o efeito Tschebotarioff transcorre com cargas assimétricas sobre a camada compressível (CINTRA e AOKI, 2011). De acordo com Tschebotarioff (1962), as variações que possuem grande influência no carregamento da estaca são: carregamento sobre a camada compressível e compressibilidade do solo.

O carregamento vertical assimétrico na superfície promove o adensamento do solo e desenvolve esforços horizontais que podem provocar patologias, deslocamento e a ruptura dos elementos de fundação, que se encontram nas proximidades da área carregada (VELLOSO e LOPES, 2010). Para Cintra e Aoki (2011), este processo é comum em aterros de acesso de pontes, galpões industriais e em armazéns de estoque (graneleiros), conforme apresentado na FIGURA 10.

FIGURA 10 – EXEMPLOS DE EFEITO TSCHEBOTARIOFF



FONTE: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

A FIGURA 10 apresenta quatro casos distintos que podem provocar o efeito estudado por Tschebotarioff (1962), uma estrutura de armazenamento de grãos (a), um tanque de armazenamento de conteúdos líquidos (b), contenção de cabeceira (c) e fundação (d) de ponte ou viaduto.

Tschebotarioff (1962) avaliou vários muros de arrimo sobre estacas em duas situações distintas: inseridas em um solo arenoso fofo e introduzidas através de um solo mole não submetido a compressão. Com esta configuração a camada de argila mole sofre deformações verticais e horizontais devido à sobrecarga, além do fenômeno ser acentuado pelo amolgamento causado pelo processo executivo das estacas, e devido a presença de solo em apenas uma face do muro de contenção, as tensões horizontais que se desenvolvem, são unilaterais o que aumenta a solicitação nos elementos de fundação. Entretanto, devido à dificuldade de quantificar os esforços horizontais, sem o auxílio de instrumentação, que a camada

compressível adiciona aos elementos de fundação, Tschebotarioff (1962) sugeriu a seguinte equação:

$$Ph = 2BkyH \quad (19)$$

Onde:

B = largura da seccional do elemento de fundação (m);

γH = tensão de um aterro com altura H (kN/m²);

k_0 = coeficiente de empuxo.

Além da consideração da carga, Tschebotarioff (1962) sugere que as estacas devem ser dimensionadas como vigas simplesmente apoiadas com o vão igual a espessura da camada compressível. Desta forma, para suportar os esforços a fundação deve possuir uma grande resistência a flexão e com pequeno deslocamento de solo durante a execução, com o objetivo de minimizar o amolgamento do solo e não catalisar a sua deformação.

2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS GEOTÉCNICOS

Os solos são materiais complexos que possuem características distintas, devido a sua formação, o seu estado de tensões e condições ambientais. Portanto, para simular materiais geotécnicos com a maior semelhança a realidade é necessário ter conhecimento de teorias como: elasticidade e plasticidade. Tais teorias podem reproduzir os solos em uma determinada condição (FARO, 2014).

Entretanto, devido à complexidade dos materiais geológicos, e, na dificuldade de englobar todas as variáveis envolvidas, busca-se adequar teorias de materiais bem definidos, como os metais, para que seja possível determinar as variáveis de maior influência (FARO, 2014).

De Vos e Wenham (2005) ressaltam que além da variabilidade dos solos, a modelagem numérica pode encontrar dificuldades nas definições geométricas, seleção e determinação dos parâmetros para interpretar e calcular os resultados. Entretanto, se for possível atender os requisitos de equilíbrio, compatibilidade,

comportamento dos materiais envolvidos e condições de contorno, é possível obter um resultado muito próximo da realidade.

Na engenharia geotécnica, até o momento, não foram encontrados métodos que satisfizessem completamente os problemas, o que se obtém são resultados aproximados de soluções analíticas (DE VOS e WENHAM, 2005).

Sob esta premissa pode-se segmentar o comportamento dos solos em três grupos: elástico, plástico e elastoplástico. Os de comportamento elástico podem ser do tipo lineares ou não lineares, enquanto os elastoplásticos se enquadram nos modelos de Tresca, Von Mises, Mohr Coulomb, Drucker Prager, Cam-Clay ou em outros modelos mais avançados (DE VOS e WENHAM, 2005).

Zienkiewicz, Taylor e Zhu (2005) descrevem que materiais com comportamento elástico não, necessariamente, possuem linearidade na função tensão-deformação, entretanto, ambos percorrem a mesma curva no carregamento e descarregamento.

Segundo De Vos e Wenham (2005), os modelos elásticos lineares são muito limitados para a geotecnia, pois a grande maioria dos solos apresentam comportamento anisotrópico e este modelo representa muito bem materiais isotrópicos. A não linearidade dos solos, na função tensão-deformação, pode ser explicada pela característica da tensão cisalhante, uma vez que a tensão confinante pode alterar o módulo de resistência ao cisalhamento do solo.

Sob esta perspectiva, o item 2.4.1 aborda alguns modelos elásticos enquanto o item 2.4.2 expõe os modelos plásticos e elastoplásticos.

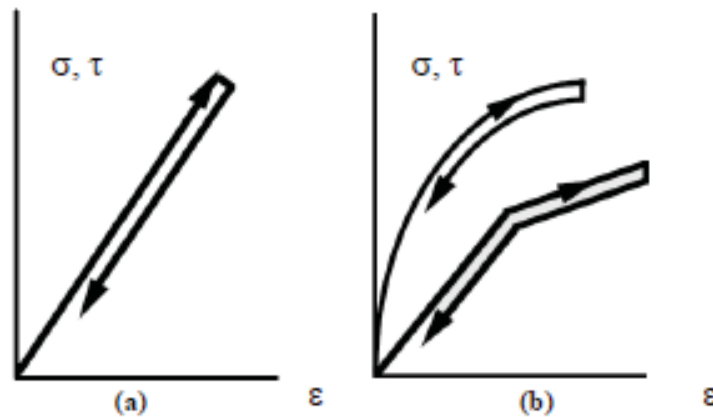
2.4.1 Modelos elásticos

Materiais com comportamento elástico podem ser caracterizados pelas curvas tensão-deformação estarem muito próximas, tanto no carregamento quanto no descarregamento (POULOS e DAVIS, 1978).

A característica de percorrer o mesmo caminho, no gráfico tensão-deformação, indica que a deformação é constante para o mesmo nível de carregamento aplicado no material. Os modelos constitutivos elásticos podem assumir muitas formas, como materiais isotrópicos, anisotrópicos, lineares e não lineares (DE VOS e WENHAM, 2005).

A FIGURA 11 apresenta, de maneira genérica, o comportamento gráfico dos modelos elásticos lineares e não lineares.

FIGURA 11 – MODELOS ELÁSTICO LINEAR E NÃO LINEAR



FONTE: Potts e Zdravkovic (1999) *apud* De vos e Wenham (2005).

Conforme exposto na FIGURA 11, a classificação de linear e não linear está relacionada ao ângulo da função tensão-deformação do material. Entretanto, a classificação de anisotropia estabelece relação com o módulo de Young e coeficiente de Poisson, que são parâmetros de rigidez (DE VOS e WENHAM, 2005).

Outra forma de avaliar a linearidade do material é pelo valor do módulo de elasticidade, pois este coeficiente é razão da tensão e deformação, portanto, os materiais lineares apresentam módulos com valor constante, enquanto os não lineares sofrem variações no decorrer do carregamento e descarregamento.

Apesar da existência de materiais com comportamento elástico linear, esta característica é limitada para simulações geotécnicas, uma vez que não representam a grande maioria dos materiais naturais, entretanto, pode ser utilizada, principalmente, nas estruturas inseridas no maciço de solo (DE VOS e WENHAM, 2005).

De forma simplificada pode-se definir que o comportamento não linear é definido pela ausência de proporcionalidade na relação tensão-deformação, e, devido ao enrijecimento dos materiais geotécnicos com o aumento da tensão, inicialmente, este modelo é o que melhor representa o comportamento dos solos. No entanto, por não representar a variação da resistência do solo em função da tensão e alterações no volume, as aproximações de cálculo carregam erros significativos

em algumas simulações (DE VOS e WENHAM, 2005; ZIENKIEWICZ, TAYLOR e ZHU, 2005).

As simulações numéricas que adotam o comportamento elástico linear, não linear, isotrópico e anisotrópico, podem ser utilizadas em casos em que o nível de tensões não atinge a plastificação, pois assim o comportamento elástico é assegurado e os resultados se tornam mais confiáveis (DEOTTI, 2015).

O item 2.4.2 aborda alguns conceitos dos modelos plásticos e elastoplásticos que servem como fundamento para o item 2.4.2.1.

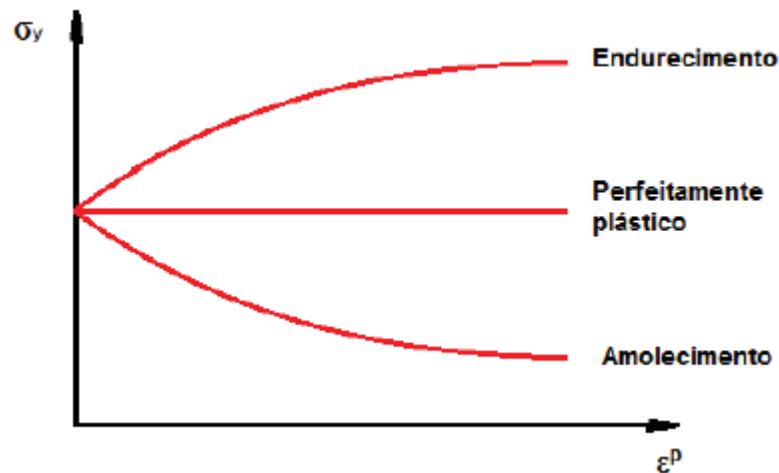
2.4.2 Modelos plásticos e elastoplásticos

A passagem do regime elástico para o plástico é denominada Critério de Plastificação. Ao atingir esse ponto todas deformações, que antes eram recuperáveis, se tornam parcialmente permanentes. Esse ponto pode ser definido a partir da função tensão-deformação bidimensional, enquanto no caso de um carregamento tridimensional o resultado obtido para o Critério de Plastificação é uma superfície. Sendo assim, quando o nível de tensões está abaixo do ponto de plastificação ou contido na superfície, o material possui comportamento elástico, e apresentará comportamento plástico (FARO, 2014).

Além do ponto de plastificação faz-se necessário utilizar outros parâmetros para entender o comportamento das deformações plásticas. Alguns desses parâmetros são: a lei de fluxo e a lei de enrijecimento/amolecimento, que descrevem o sentido e a trajetória das funções e o estado do material após a plastificação (DE VOS e WENHAM, 2005).

No caso do endurecimento, após o ponto de plastificação, ocorre uma reestruturação interna no material, que promove um aumento de resistência e reduz a deformação, enquanto no amolecimento o material perde a resistência característica e aumenta a deformação com tensões inferiores. Deotti (2015) reproduziu uma função de endurecimento e amolecimento de um material, conforme ilustração na FIGURA 12.

FIGURA 12 – COMPORTAMENTO GRÁFICO DE MATERIAIS COM ENDURECIMENTO E AMOLECIMENTO



FONTE: Deotti (2015).

Ao observar, na FIGURA 12, fica nítida a distinção entre o coeficiente angular das funções nos casos de endurecimento e amolecimento. Os solos, por sua vez, sofrem aumento de rigidez conforme o aumento do nível de tensão (confinamento) do solo, portanto eles sofrem deformações menores com o acréscimo de tensão até o momento de ruptura. Neste contexto, o comportamento que mais se assemelha aos solos é o de endurecimento, que é uma função tensão-deformação não linear (DE VOS e WENHAM, 2005).

Os modelos elástoplasticos são compostos pelos modelos elásticos e plásticos. Sob este pressuposto faz-se necessário entender os conceitos básicos desses modelos, para assim, compreender os modelos constitutivos geotécnicos.

Os modelos que melhor descrevem os comportamentos dos materiais geotécnicos são os elástoplasticos, pois compreende a deformação elástica e plástica do material. Pode-se descrever materiais elástoplasticos como materiais que, submetidos a tensões crescentes, sofrem deformações recuperáveis, que representam a condição elástica, seguido das deformações permanentes, que representam o regime plástico (PEDROSO, 2002). O regime de deformação plástico é dependente do histórico de tensões e uma vez alcançada a fase plástica, não é possível recuperar a deformação (DE VOS e WENHAM, 2005).

Modelos elástoplasticos são fundamentados no acumulo de tensões, desta forma, a deformação plástica irá coincidir com a direção das tensões principais presentes no histórico do material. Como o nome sugere, a deformação do elemento

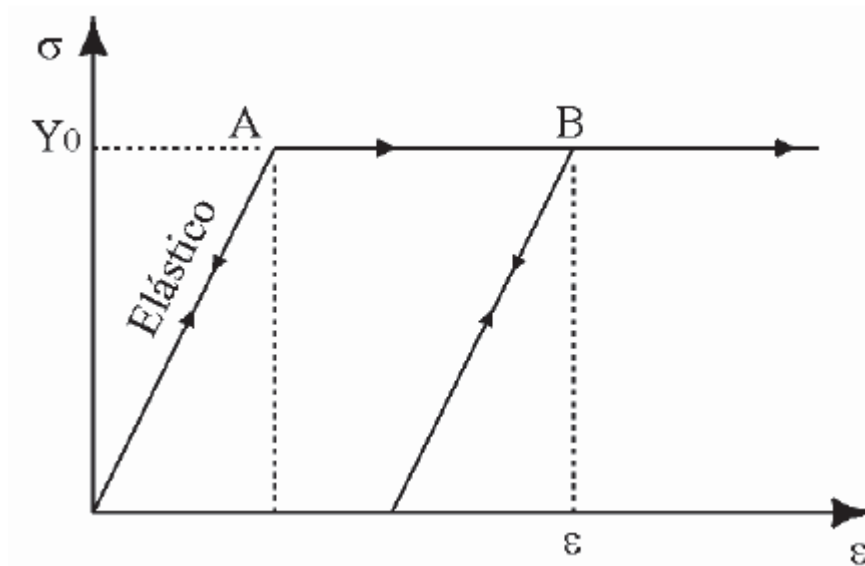
terá um comportamento elástico e plástico que possibilita sua distinção ao analisar a função tensão-deformação (DE VOS e WENHAM, 2005).

Após atingir o estado de plastificação, os materiais elastoplásticos apresentam comportamento diferente no carregamento, descarregamento e recarregamento (ZIENKIEWICZ, TAYLOR e ZHU, 2005).

A equação do módulo de elasticidade é a razão entre tensão e deformação ou pode ser definida como o coeficiente angular da função tensão-deformação. Desta forma, é possível observar que nos casos de carregamento, descarregamento e recarregamento há variação no módulo de elasticidade.

Os materiais elastoplásticos podem apresentar comportamento elástico-perfeitamente-plástico, que é caracterizado pela continuidade da deformação para o mesmo nível de tensão, conforme exposto na FIGURA 13 (PEDROSO, 2002).

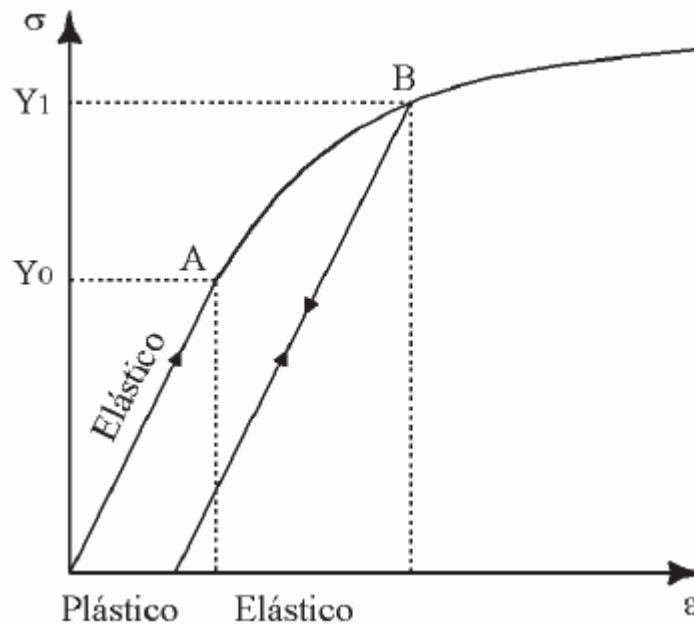
FIGURA 13 – COMPORTAMENTO ELÁSTICO-PERFEITAMENTE-PLÁSTICO



FONTE: Pedroso (2002).

Diferentemente da função apresentada na FIGURA 13, os materiais elastoplásticos com endurecimento (FIGURA 14) apresentam variação no módulo de elasticidade após o ponto de plastificação, e, isto faz com que não exista linearidade na função posterior a plastificação (PEDROSO, 2002).

FIGURA 14 – COMPORTAMENTO ELASTOPLÁSTICOS COM ENDURECIMENTO



FONTE: Pedroso (2002).

Além da distinção, em relação ao comportamento após a plastificação, existe também o processo de endurecimento e amolecimento dos materiais. Ao atingir o ponto de plastificação o conjunto pode sofrer um processo de enrijecimento ou amolecimento. O enrijecimento é um processo de rearranjo das partículas, que promove o ganho de resistência do material e reduz a taxa de deformação do material com o acréscimo de tensão, enquanto o amolecimento é a aumento da deformação com baixos/nulos incrementos de tensão (DE VOS e WENHAM, 2005).

Dentre os diversos modelos elasto-plásticos desenvolvidos, alguns representam com maior precisão determinados grupos de solos. Por conseguinte, o modelo constitutivo que descrito no item 2.4.2.1 é o de Cam-Clay, devido a sua ampla utilização e precisão para solos moles. Referido item aborda as teorias e os principais fundamentos deste modelo.

2.4.2.1 Cam-Clay

Os modelos de Cam-Clay e Cam-Clay Modificado foram desenvolvidos na década de 60, na Universidade de Cambridge, por um grupo de pesquisadores de Mecânica dos Solos, que incluía Roscoe *et al.* (1963); Schofield e Wroth (1968) e Roscoe e Burland, (1968). A pesquisa tinha como escopo prever o comportamento

de solos argilosos moles, sob a perspectiva a relação tensão-deformação nas fases elásticas e plásticas. Entretanto, o modelo de Cam-Clay Modificado é mais utilizado pois o modelo Cam-Clay original superestimava os valores de incrementos de deformação para valores baixos de tensões cisalhantes (DIENSTMANN, 2011).

Ambos modelos constitutivos (Cam-Clay e Cam-Clay Modificado) foram desenvolvidos para carregamentos com condições triaxiais, baseados na premissa de que se trata de uma argila submetida a compressão isotrópica e drenada que percorre a trajetória sobre o plano formado pela função entre o volume específico e o logaritmo natural da tensão efetiva média, o carregamento isotrópico desenvolve uma linha no ramo virgem no gráfico de adensamento (NADER, 1993).

É possível definir os modelos de Cam-Clay com modelos elastoplásticos com endurecimento isotrópico, potencial plástico coincidente com a função de plastificação, que envolvem quatro parâmetros do material (λ , k , M e G') nas relações tensão-deformação. Os parâmetros λ (módulo de compressão) e k (módulo de descompressão), respectivamente, são obtidos a partir da inclinação do trecho virgem de compressão e da curva de descarregamento, enquanto o parâmetro M pode ser obtido pela inclinação do estado crítico no gráfico p' - q e G' (módulo de deformação cisalhante) é extraído através da curva q - ϵ_s (LODI, 1998).

Além da obtenção dos parâmetros de Cam-Clay pela inclinação das retas é possível calcular com as seguintes equações 20, 21 e 22:

$$M_{cs} = \frac{6 \operatorname{sen} \phi_{cs}}{3 - \operatorname{sen} \phi_{cs}} \quad (20)$$

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (21)$$

$$k = 1,3 \frac{1 - v}{1 + v} C_s \quad (22)$$

Onde:

C_c = índice de compressão;

C_s = índice de descompressão;

v = volume específico.

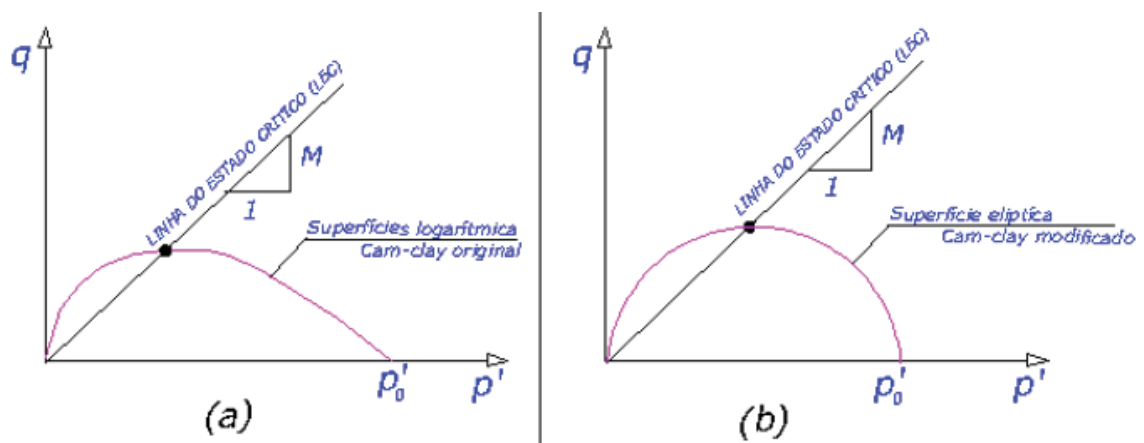
Entretanto, para o modelo de Cam-Clay Modificado os módulos de compressão e descompressão são alterados, os quais assumem as nomenclaturas de módulos de compressão modificado (λ^*) e descompressão modificado (k^*). É possível obtê-los pelas equações 23 e 24, a saber:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad (23)$$

$$k^* = \frac{k}{1 + e_0} \quad (24)$$

A diferença entre Cam-Clay e Cam-Clay Modificado é a representação das superfícies de plastificação na função p' - q , que apresenta formato logarítmico, em Cam-Clay, e elíptico, no Cam-Clay Modificado, conforme exposto na FIGURA 15 (DIENSTMANN, 2011).

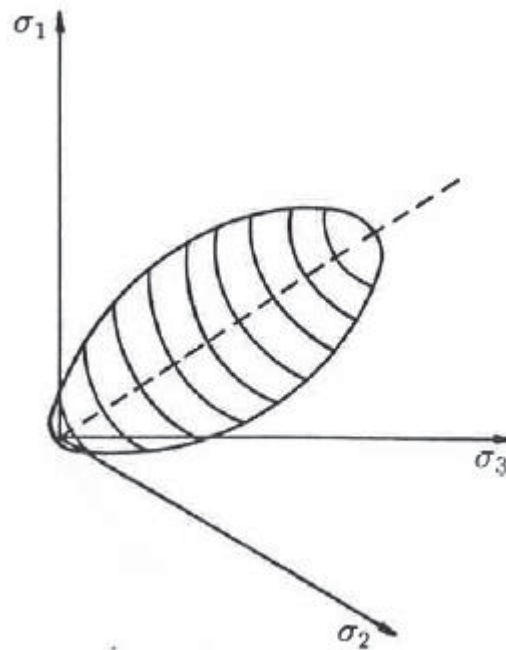
FIGURA 15 – SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO DE CAM-CLAY E CAM-CLAY MODIFICADO



FONTE: Dienstmann (2015).

Esta linha é decorrente do primeiro carregamento que o solo foi submetido, entretanto, os processos de descarregamento desenvolvem funções distintas para cada volume, conforme exposto na FIGURA 16 (DE VOS e WENHAM, 2005).

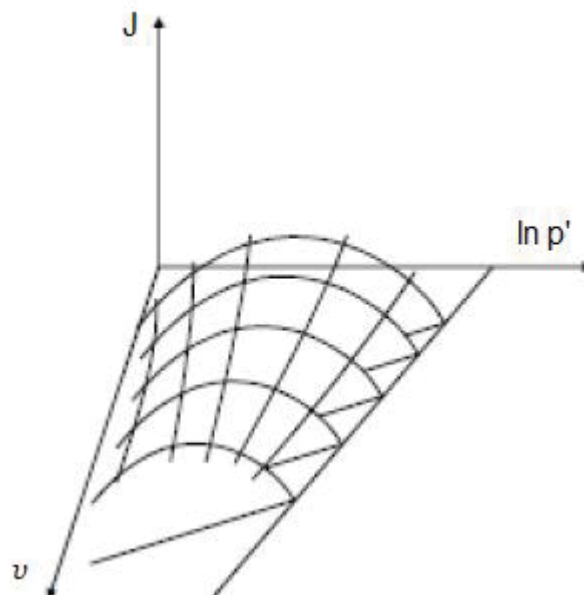
FIGURA 17 – SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO DE CAM-CLAY



FONTE: Nader (1993).

Ao ampliar a função exposta, na FIGURA 16, para um plano tridimensional com todas as funções de descarregamento-recarga, trajetória de tensões e volume específico, origina-se a superfície do estado crítico do modelo de Cam-Clay (FIGURA 18).

FIGURA 18 – SUPERFÍCIE DO ESTADO CRÍTICO - CAM-CLAY



FONTE: Adaptado de De Vos e Wenham (2005).

As deformações que ocorrem sobre as linhas de descarregamento-recarga são consideradas elásticas, enquanto as contidas na linha virgem são consideradas deformações plásticas (DE VOS e WENHAM, 2005).

Apesar dos vários modelos constitutivos elastoplásticos, não há modelo que represente o comportamento do solo sem erros, entretanto, o que melhor representa os solos argilosos moles e médios é Clam Clay, pois incorpora parâmetros característicos das argilas, e, por este motivo, foi o escolhido para as simulações numéricas.

2.5 PESQUISAS SOBRE ATERROS EM SOLOS MOLES

Este item abordará algumas das pesquisas relacionadas a solos moles. As referências contêm dados que balizam as informações calculadas no modelo numérico, o que possibilita analisar e comparar os resultados de compressibilidade já encontrados na literatura, bem como verificar a existência de pesquisas semelhantes ao presente estudo.

2.5.1 Resultados obtidos em solos moles brasileiros

Os solos moles são objetos de estudos há vários anos no Brasil. Segundo Massad (2010), os primeiros estudos em argilas litorâneas, no Brasil, são ao final da década de 1930 e início da década de 1940.

De acordo com Pedreira *et al.* (2008), os resultados de pesquisas que descrevem o comportamento sobre os depósitos de solos moles, no Rio Grande, são a partir dos anos 70, com os pesquisadores Dias e Pedreira (2000), Dias (1992, 1993, 2001), Dias e Bastos (1994, 1997) e Dias e Moraes (1998). Estes pesquisadores realizaram comparações com materiais encontrados nos litorais brasileiros, e, suas diferenças decorrem, principalmente, devido à idade das formações geológicas da região litorânea. Os estudos realizados por esses autores indicam que outra frente de pesquisa atuou na região Nordeste do Brasil, mais precisamente no estado de Pernambuco, na cidade do Recife, com os pesquisadores Coutinho *et al.* (2001), os quais realizaram ensaios de campo e

laboratoriais, o que permitiu estabelecer correlações estatísticas e estudos comparativos entre solos de outras regiões do Brasil.

Na região Sudeste, Massad (2009), apresentou estudo sobre as argilas do litoral de São Paulo, na região da Baixada Santista e Iguape, em que apresentou um comparativo entre o solo das duas regiões. Referido pesquisador apontou a diferença entre o N_{spt} dos sítios estudados, bem como a tensão de pré-adensamento apresentada nas diferentes camadas dos sítios em estudo.

Baroni (2010) realizou uma pesquisa sobre o depósito de solos na Barra da Tijuca, no estado do Rio de Janeiro, que são compostos por camadas de turfa, argila muito mole e lentes de areia. Baroni (2010) identificou a estratigrafia deste depósito, além de avaliar a compatibilidade entre os resultados dos ensaios de campo e laboratório, com os métodos que estimam os parâmetros dos solos.

Barros, Silveira e Amaral (2009) elaboraram um artigo sobre uma extensa investigação geotécnica laboratorial, de coletas realizadas em diferentes locais e profundidades da costa brasileira. As coletas ocorreram em oito plataformas de petróleo, localizadas na bacia de Campos (bacia que se estende do estado do Rio de Janeiro até o sul do Espírito Santo), e, uma bacia situada no estado de Sergipe. As amostras foram submetidas aos ensaios de análise granulométrica, limites de Atterberg, ensaio edométrico, ensaios triaxiais e cisalhamento direto. Assim, foi possível determinar os parâmetros de compressibilidade, deformabilidade e resistência ao cisalhamento não drenada do solo marinho.

Baran (2014) avaliou os parâmetros geotécnicos e a compressibilidade de um solo mole, localizado no município de Itajaí, em Santa Catarina. Para realizar o estudo, Baran (2014) utilizou dados de ensaios SPT, CPT, CPTU e DMT. Sua pesquisa apresentou um comparativo com uma série de dados referentes aos resultados obtidos em outros estudos sobre solos moles.

Com o intuito de sistematizar e apresentar os resultados obtidos nas pesquisas citadas no presente estudo, a TABELA 9 é apresentada, na qual contém dados que servem como referência e embasamento da seleção das propriedades do solo e resultados obtidos no presente estudo. Entretanto, devido a extensão dos resultados, apenas os parâmetros relevantes a esta pesquisa estão elencados na TABELA 9, a seguir:

TABELA 9 – CARACTERÍSTICAS DE ALGUNS SOLOS BRASILEIROS

Autor - Local	Profundidade (m)	Espessura Solo Mole (m)	IP (%)	e_0	Cc	γ (kN/m ³)	OCR
Coutinho (2001) - Recife/PE	8,1 - 22,6	<18	10 - 125	0,94 - 4,78	0,23 - 2,55	13,1 - 18,3	0,9 - 1,3
Dias (2001) - Rio Grande/RS	3,7 - 38,5	<20	19 - 50	1,45 - 2,48	0,24 - 0,55	14 - 17	0,5 - 2,12
Almeida et al (2005) - Sarapuí/RJ	12,0	12	50 - 90	2,5 - 4,0	-	13 - 14	-
Almeida et al (2008) - Barra da Tijuca/RJ	2,0 - 11,0	2 - 11	59 - 405	3 - 21,9	-	10,2 - 14	-
Campos (2006) - Santa Cruz/RJ	2,0 - 4,8	5 - 15	18 - 77	3,2 - 4,8	1,12 - 1,96	12,5 - 13,8	2,1
Massad (2009) - Santos/SP	5,0 - 50,0	30 - 40	20 - 90	2 - 4 *	-	13 - 16,3	>1
Baroni (2010) - Barra da Tijuca/RJ	2,00 - 15,00	2 - 21,8	47 - 497	1,42 - 12,37	1,8 - 6,7	10,2 - 16,9	0,26 - 0,88
Baran (2014) - Itajaí/SC	2,1 - 10,5	11	11 - 57	1,48 - 3,99	0,44 - 2,05	12,30 - 16,20	0,98 - 2,61
Póvoa (2016) - Macaé/RJ	1,0 - 4,5	5 - 12	110	5,2	2,85	12,6	-

FONTE: Autor (2020).

Apesar de se tratar de depósitos de solos moles, existe grande variabilidade nos índices físicos e compressibilidade dos materiais. Este fato pode estar

relacionado as condições ambientais, histórico de tensões, qualidade da coleta de amostras e diferenças nos resultados de laboratório e campo.

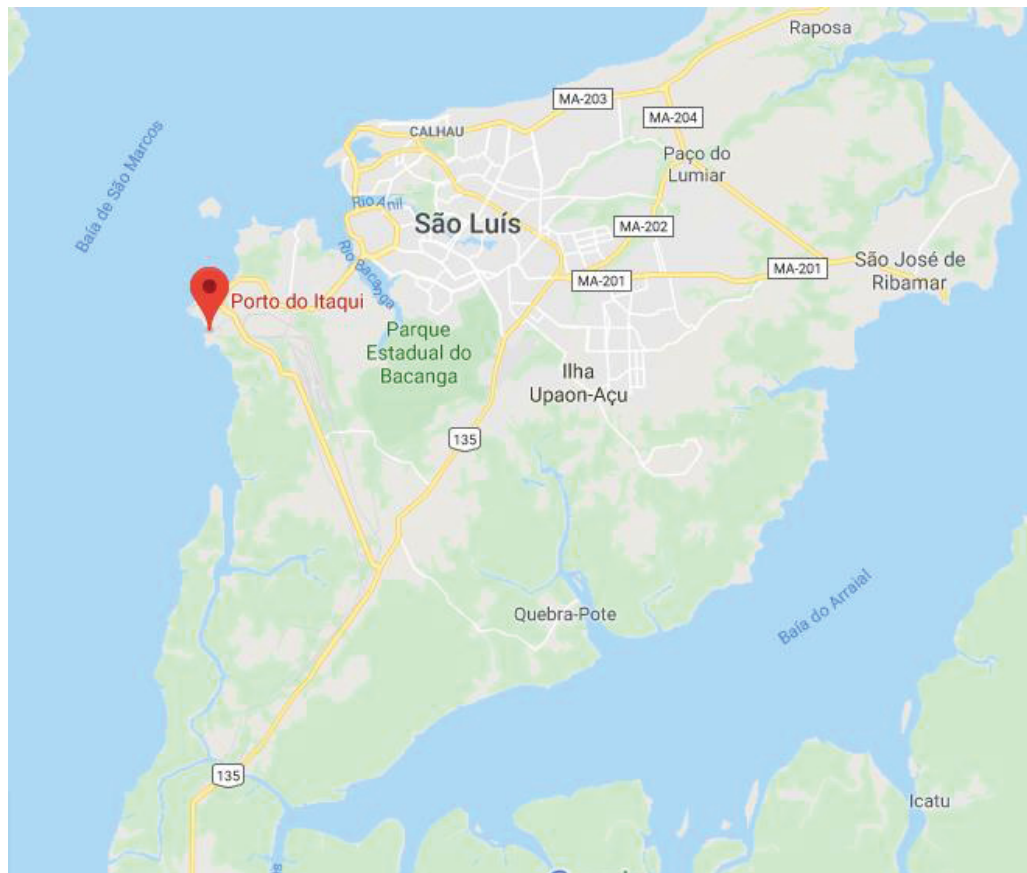
3 ESTUDO DE CASO

O Estudo de Caso tem como objetivo apresentar as informações e dados relevantes para a pesquisa, da obra de ampliação de uma ferrovia e área de armazenamento, localizada no estado do Maranhão. Todas as imagens e informações referentes ao dimensionamento, a locação, a prospecção e a instrumentação geotécnica foram desenvolvidas e cedidas pela empresa VTB Engenharia, sem a participação do autor. Com base nestes dados foi elaborado, pelo autor, estudos complementares para o desenvolvimento da pesquisa. as quais são reproduzidas nos itens 3.1, 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5.

3.1 OBRA DE ARMAZENAMENTO DE COMBUSTÍVEL SOBRE SOLO MOLE

O estudo em questão é fundamentado em uma obra de ampliação da área de armazenamento de uma empresa, que atua na área de biocombustíveis. Tal empreendimento é localizado no Porto de Itaqui, em São Luís, no estado do Maranhão (FIGURA 19).

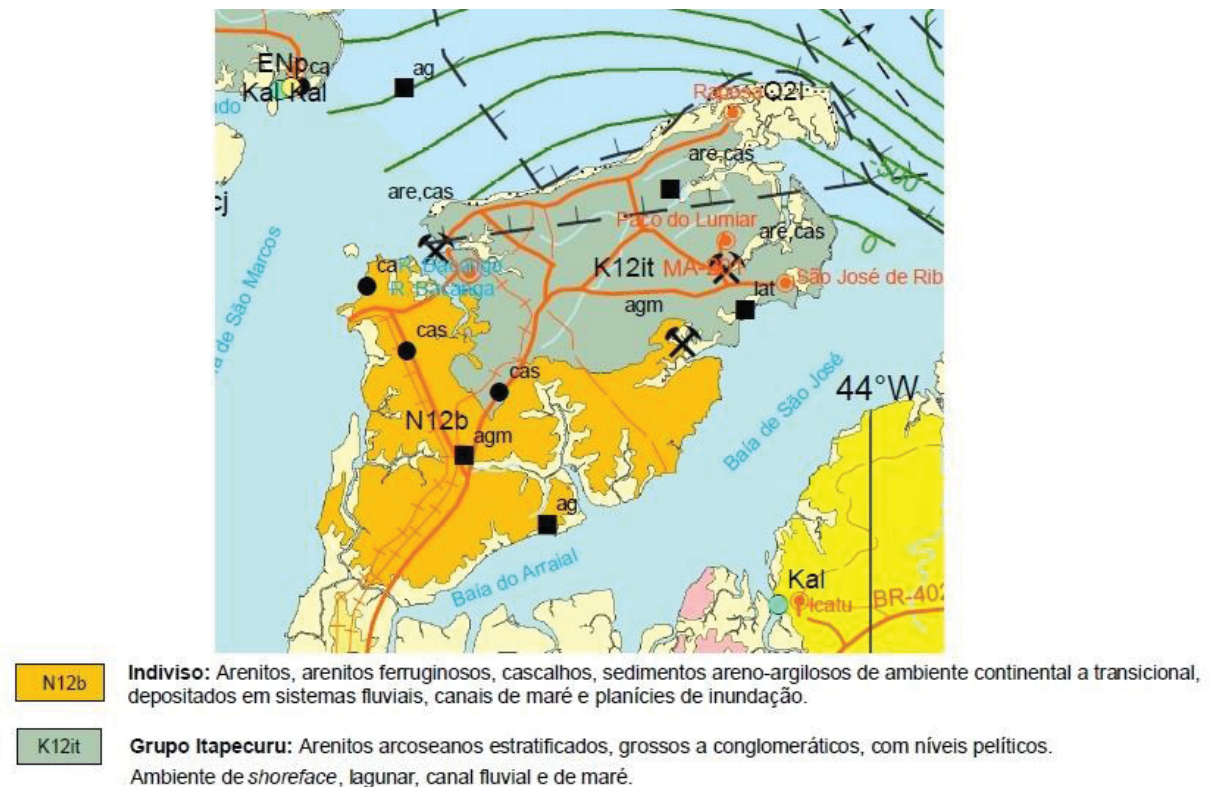
FIGURA 19 – LOCALIZAÇÃO DA OBRA



FONTE: Google Maps (2019).

No que concerne a área de estudo, trata-se de uma faixa continental que adentra ao mar, região cercada pela baía de São Marcos e Arraial. Tal fato indica que o local sofreu com inundações na sua formação. Desta forma, o solo sedimentar da região é característico das formações de origem marinha (FIGURA 20).

FIGURA 20 – MAPA GEOLÓGICO DO MARANHÃO



FONTE: Serviço Geológico do Brasil (2020).

As argilas de origem marinha possuem características distintas dos outros solos moles. Dentre essas características é possível citar a presença de lentes de areia e conchas de organismos marinhos em diferentes profundidades na sua composição, essas características podem alterar os resultados de ensaios realizados em campo. Além disso, os solos marinhos são considerados recentes na história geológica e são formados por inundações, sendo assim, muitos depósitos apresentam camadas de solos semelhantes, mas de idade distinta.

Por se tratar de uma área com solo sedimentar, com grande percentual de matéria orgânica e índice de vazios elevado, característica dos mangues, o solo é suscetível a variações de volume decorrentes da decomposição da matéria orgânica, da redução do índice de vazios e da saturação do solo. Essas características associadas propiciam a alta compressibilidade do solo.

Este depósito fica situado em um local estratégico, próximo a uma ferrovia, que permite o transporte do combustível de maneira rápida e segura. Portanto, devido a tal relevância, foi concebido um projeto para a ampliação da área destinada ao armazenamento de combustível (FIGURA 21).

FIGURA 21 – IMAGEM AÉREA DA OBRA

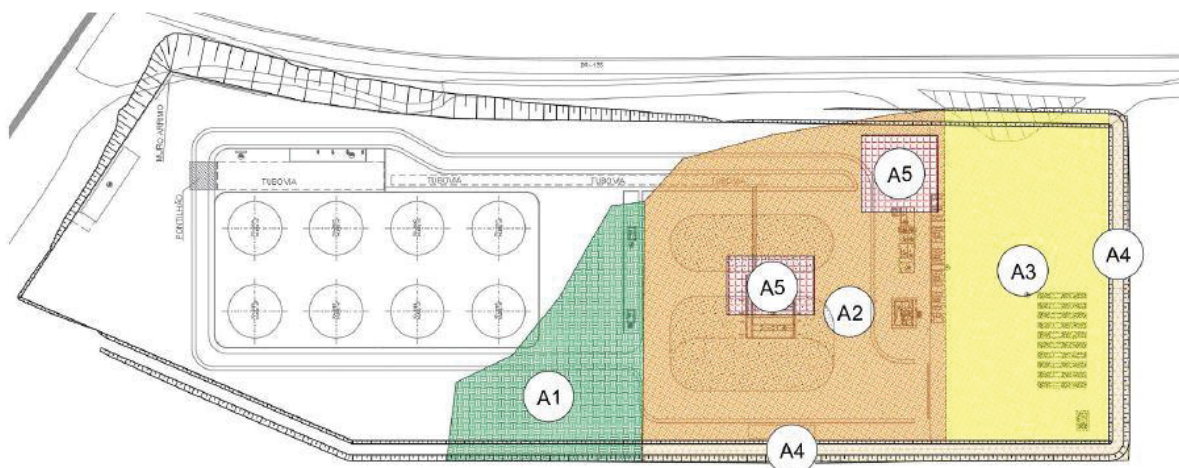


FONTE: VTB Engenharia (2019).

Durante a fase de prospecção geotécnica foi constatado a presença de solos moles, desta forma foi necessário um novo projeto para adequar os requisitos da obra com as características do solo de fundação.

A fim de otimizar os custos da obra e a precisão do projeto, os projetistas subdividiram o local em cinco áreas, em função das exigências de segurança, deformação máxima permitida nas estruturas que serão construídas e características do perfil geotécnico (FIGURA 22).

FIGURA 22 – ÁREAS DE TRATAMENTO



FONTE: VTB Engenharia (2019).

As regiões A1, A2 e A5, expostas na FIGURA 22, foram projetadas para desenvolver os recalques em um período de 6 meses, com a técnica de aceleração de recalques por meio de sobrecarga e geocompostos drenantes verticais, e, nestas áreas encontram-se, respectivamente, os tanques de armazenamento, as edificações, o tanque de água e a plataforma de carregamento. Após a construção do aterro, e posteriormente a esse período, as áreas deveriam, em projeto, sofrer no máximo 2 cm, 10 cm e 2 cm de recalque, respectivamente, oriundo do adensamento primário.

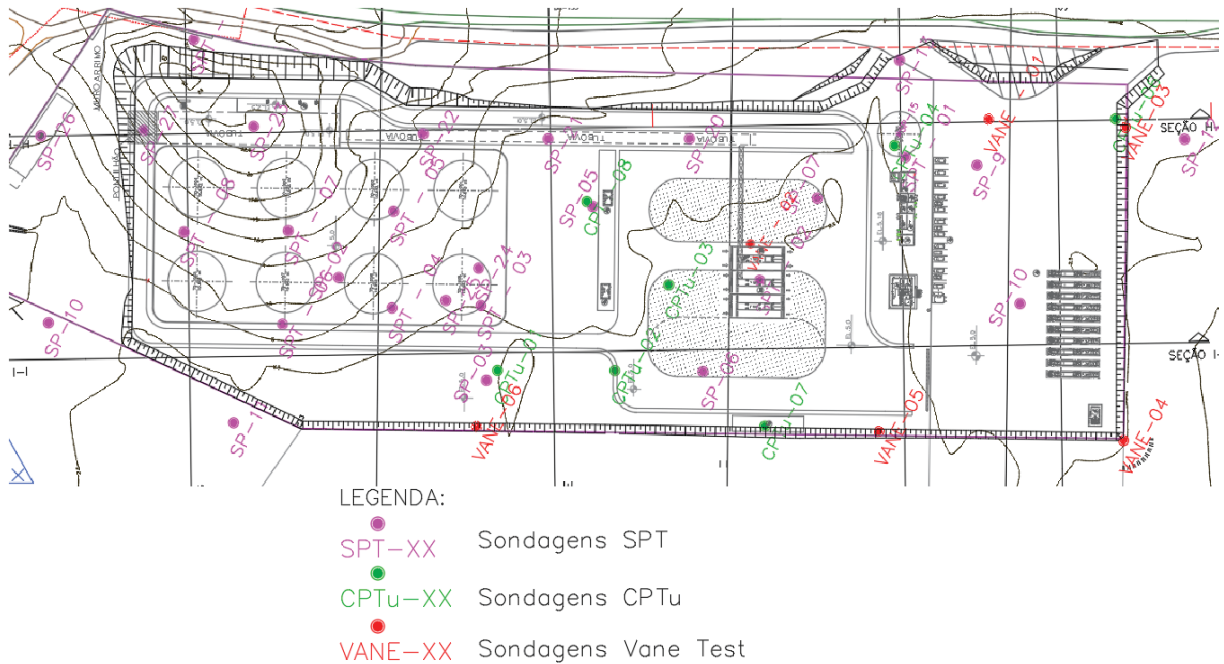
Diferentemente das outras áreas, as regiões A3 e A4, na FIGURA 22, foram projetadas para recalcar em um período de 10 meses, após a execução do aterro, com um recalque residual de, no máximo, 15 cm.

As áreas foram dimensionadas, de forma que a cota final do projeto fosse atendida, após ocorrerem os recalques previstos e a remoção do aterro de sobrecarga.

3.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO

Para desenvolver o projeto inicial foi necessário uma investigação geotécnica abrangente na área. A campanha de sondagem incluiu 34 sondagens a percussão (*Standard Penetration Test*), 7 ensaios de penetração de cone (*Cone Penetration Test*) e 10 ensaios de palheta (*Vane Test*), como mostra a FIGURA 23.

FIGURA 23 – MAPA DAS SONDAGENS E INDICAÇÕES DOS PERFIS



FONTE: VTB Engenharia (2019).

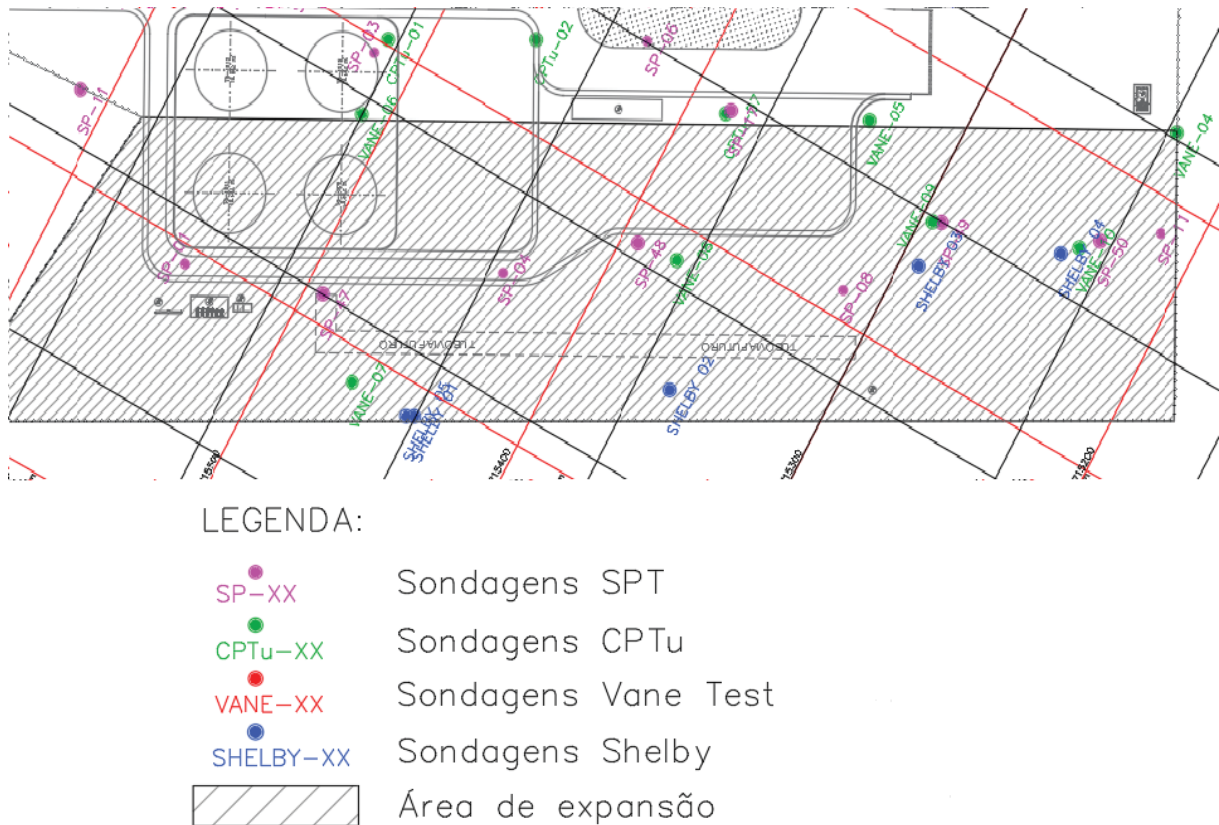
A FIGURA 23 apresenta a localização das sondagens executadas, bem como os perfis geotécnicos, elaborados com base no resultado da investigação geotécnica de campo. Com base no resultado das sondagens foi possível determinar parâmetros de resistência, e, definir os perfis geotécnicos que identificaram a variação da espessura da camada compressível.

Apesar dos ensaios SPT e CPTU fornecerem a estratigrafia do solo, o ensaio SPT não fornece dados seguros, nos solos moles, de deformabilidade, permeabilidade e resistência, enquanto o CPTU fornece tais dados contínuos e de maior precisão. Portanto, é extremamente necessário métodos de investigação diferentes do SPT para complementar os dados de estratigrafia, de deformabilidade e de resistência de solos moles.

Após a elaboração do projeto inicial, foi solicitado um novo tratamento para área ao lado do projeto inicial, com o objetivo de ampliação das instalações.

Para desenvolver o projeto completo foi solicitado sondagens SPT, ensaios CPTU, palheta, caracterização e adensamento realizado com amostras Shelby (SB). Os ensaios realizados, na área de expansão, totalizaram 7 sondagens SPT, 6 ensaios de palheta e 5 extrações de amostras Shelby. A FIGURA 24 apresenta a localização das prospecções geotécnicas.

FIGURA 24 – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA NA ÁREA DE EXPANSÃO



FONTE: O autor (2020).

As sondagens SPT e CPTU foram executadas até a camada impenetrável do solo, com profundidade máxima de até 14 metros, enquanto os ensaios de palheta foram executados até profundidade máxima de 4 metros.

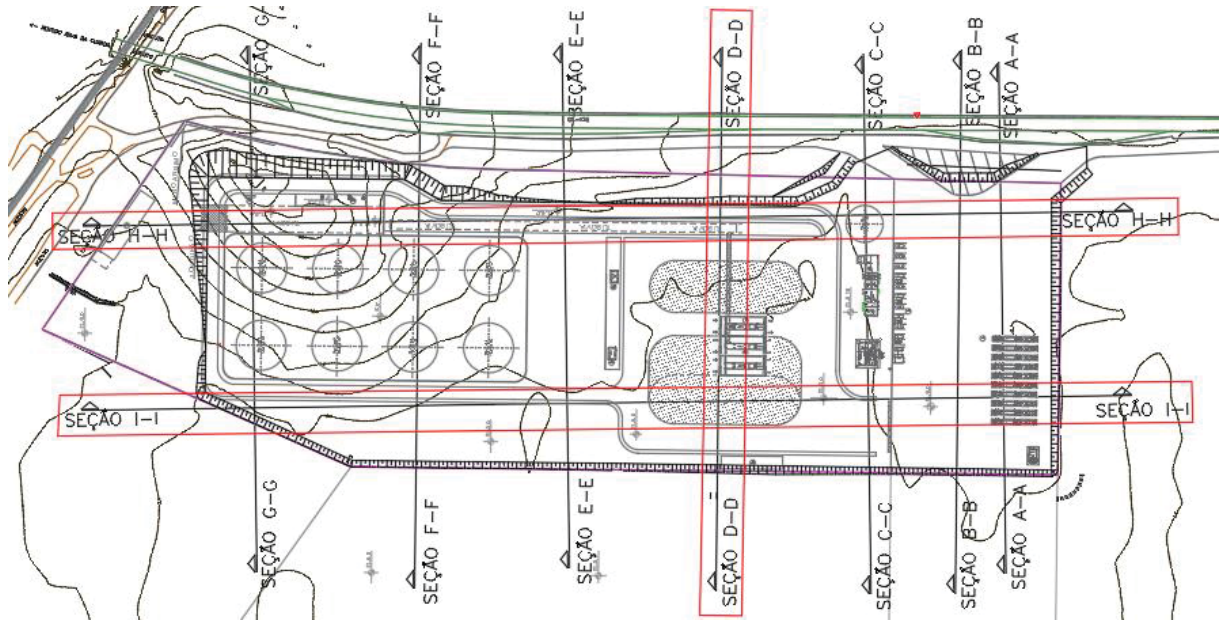
O item 2.2 descreve os métodos utilizados para a investigação geotécnica, pois estes possibilitaram determinar a geometria do perfil e os parâmetros do solo (apresentados no item 3.2.1), necessários para a modelagem no *software* Geostudio.

3.2.1 Perfis geotécnicos

Para definir a estratigrafia do solo, a empresa que desenvolveu o projeto, utilizou as prospecções SPT, e, com essas informações foram traçados os perfis geotécnicos. Dentre os diversos perfis, os perfis II e HH foram destacados, na FIGURA 25, devido a sua abrangência, pois compreendem toda a extensão da obra,

e o perfil DD, em virtude da sua proximidade com as placas de recalque localizadas no centro do aterro.

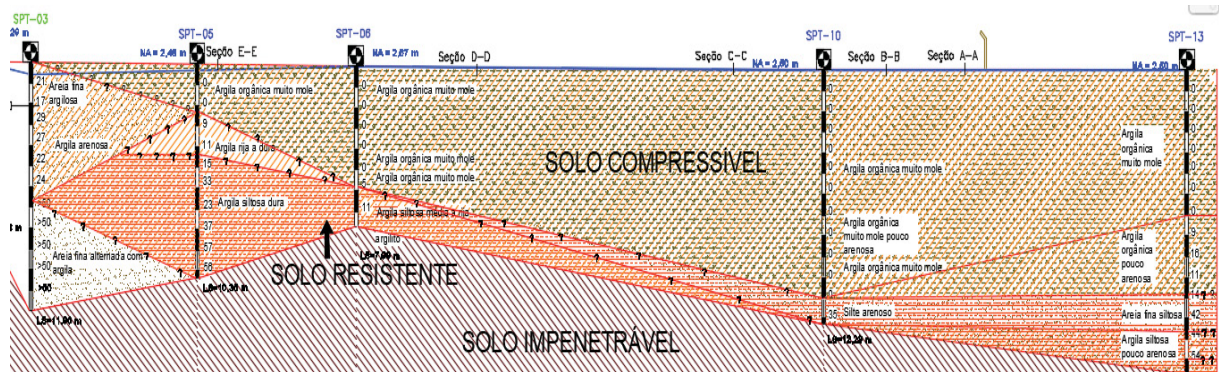
FIGURA 25 – LOCAÇÃO DOS PERFIS GEOTÉCNICOS



FONTE: Adaptado de VTB Engenharia (2018).

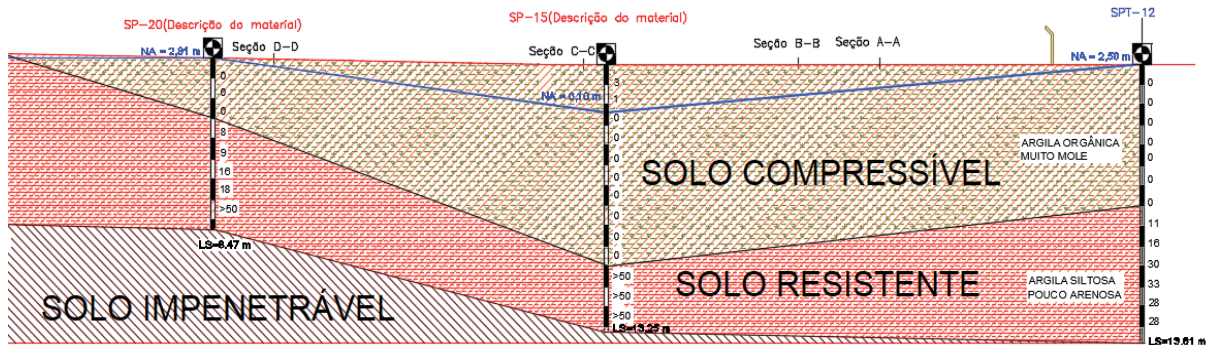
Os perfis geotécnicos destacados estão apresentados nas FIGURAS 26, 27 e 28.

FIGURA 26 – PERFIL II



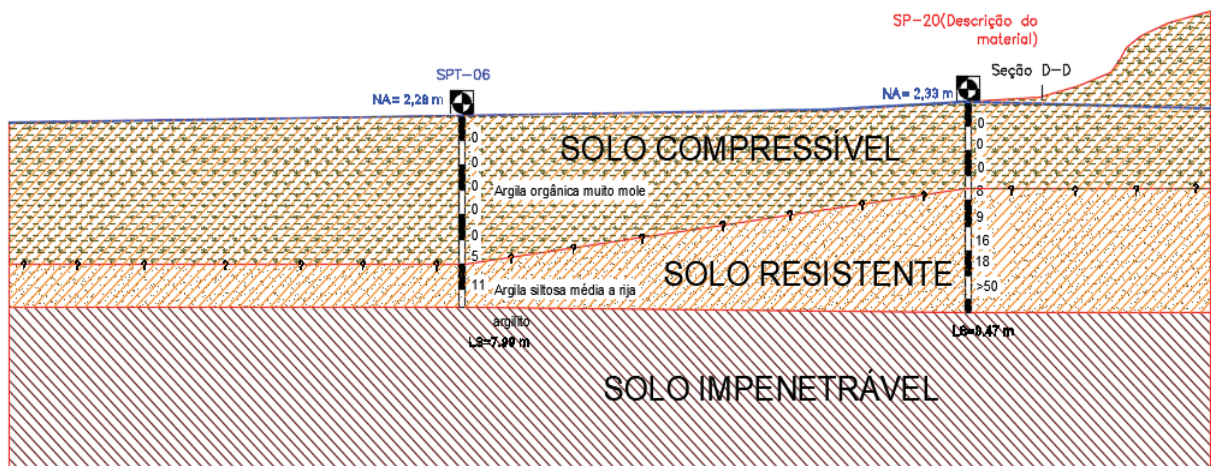
FONTE: VTB Engenharia (2018).

FIGURA 27 – PERFIL HH



FONTE: VTB Engenharia (2018).

FIGURA 28 – PERFIL DD



FONTE: VTB Engenharia (2018).

As informações dos ensaios SPT (Nspt e estratigrafia) foram confrontadas com os resultados obtidos no CPTU, e, no ensaio de palheta. A partir da confrontação foi possível complementar e estimar, com maior precisão, os parâmetros de resistência, de deformabilidade e de geometria do terreno.

3.3 SOLUÇÃO ADOTADA: ACELERAÇÃO DE RECALQUES COM SOBRECARGA TEMPORÁRIA E DRENOS VERTICAIS

Devido a sensibilidade da estrutura, que será construída, foi necessário realizar um tratamento no solo compressível, com o intuito de evitar deformações nos silos de armazenamento, o que acarretaria em prejuízos ambientais e econômicos.

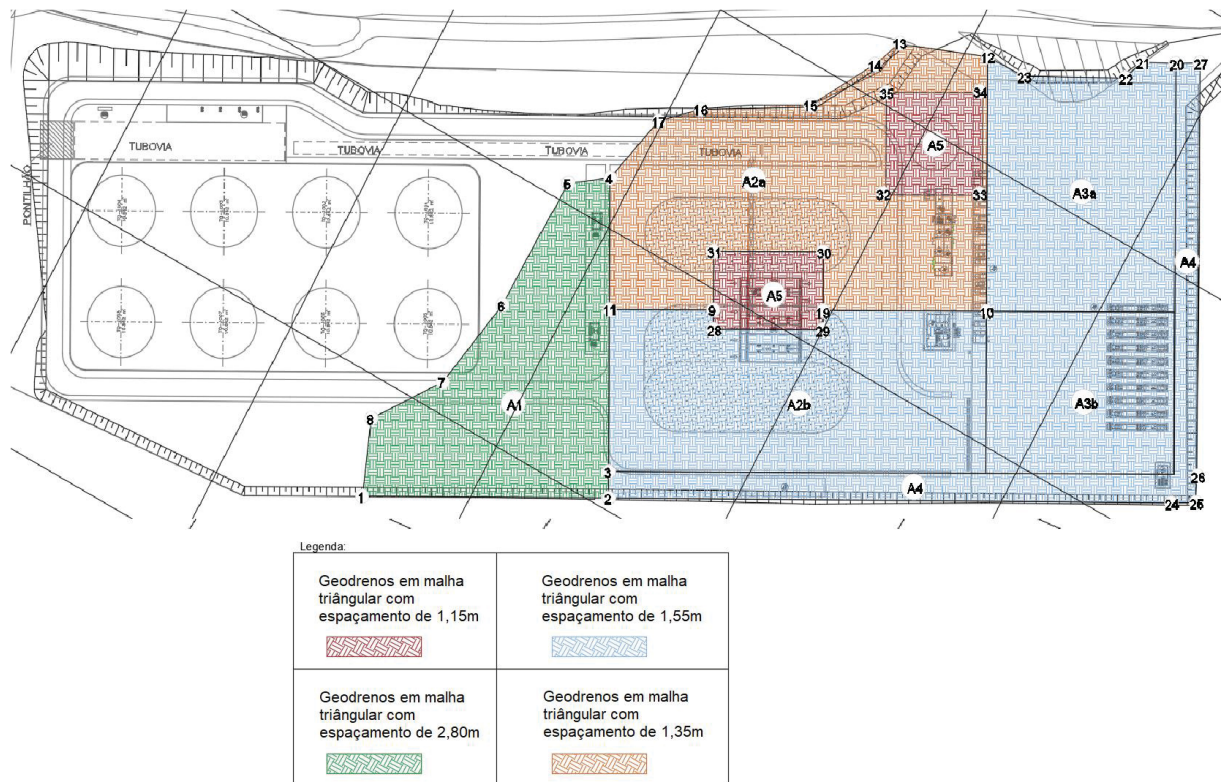
A solução que melhor se adequou ao nível de segurança exigido, e, ao orçamento foi a utilização de drenos verticais, com aterro de sobrecarga temporário. Esta solução consiste na redução da água dos vazios do solo em um tempo inferior ao que ocorreria sem a intervenção e, conseqüentemente, a redução do índice de vazios do solo. Isto acontece devido a inserção de drenos verticais diminuir a distância de drenagem, que reduz o tempo de drenagem, além da sobrecarga no solo desenvolver um excesso de poropressão, que promove a expulsão de água dos vazios do solo.

Dentre os diversos tipos captação de água vertical, foi selecionado o geocomposto drenante, que é composto de um núcleo com alta permeabilidade, constituído por materiais como PVC e PEAD. O núcleo é associado a um geotêxtil não tecido, em uma ou nas duas faces, que atua como filtro, o qual impede a entrada de solo no interior do dispositivo. A grande vantagem em relação aos drenos convencionais de areia é a sua resistência, pois possuem grande capacidade de suportar os esforços de cravação e das movimentações horizontais do solo. Ao instalar drenos verticais a drenagem do solo passa de predominantemente vertical para horizontal (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Para acelerar o adensamento da área foram instalados geocompostos drenantes, dispostos em uma malha triangular. Entretanto, devido a necessidade de promover o adensamento em tempo hábil, nas diferentes camadas de solo mole, a empresa que elaborou o projeto, optou por segmentar a obra em regiões, de acordo com a estrutura projetada na área.

Assim, considerou-se a espessura da camada compressível, o tempo de adensamento e os recalques após a obra. O resultado desta solução foi a adoção de malhas triangulares com diferentes espaçamentos entre os geocompostos drenantes, conforme apresentado na FIGURA 29.

FIGURA 29 – ESPAÇAMENTO DOS GEOCOMPOSTOS DRENANTES NA OBRA



FONTE: VTB Engenharia (2019).

A segmentação em áreas distintas de tratamento (FIGURA 29) favorece economicamente e ambientalmente a execução da obra, pois utiliza quantidade inferior de geocompostos, do que uma solução única para toda a área, e, volume de aterro inferior. Isto impacta na redução de custos de aquisição e, na diminuição dos impactos ambientais, oriundos da extração de insumos para execução do aterro.

Após a cravação dos geocompostos drenantes foi instalado a instrumentação nos pontos determinados, para o acompanhamento da dissipação da poropressão e recalque. Esta sequência executiva visa reduzir a ocorrência de danos aos instrumentos, oriundas dos equipamentos e do processo de cravação dos drenos.

Na extremidade superior dos geocompostos drenantes foi necessário inserir um material granular (com alta permeabilidade), para conduzir a água extraída do solo. O material selecionado também exerceu a função de “aterro de conquista”, pois, devido à alta deformabilidade e baixa resistência do solo foi necessário executar uma camada com material mais resistente e menos deformável, para que os equipamentos de cravação e execução do aterro pudessem adentrar na área e

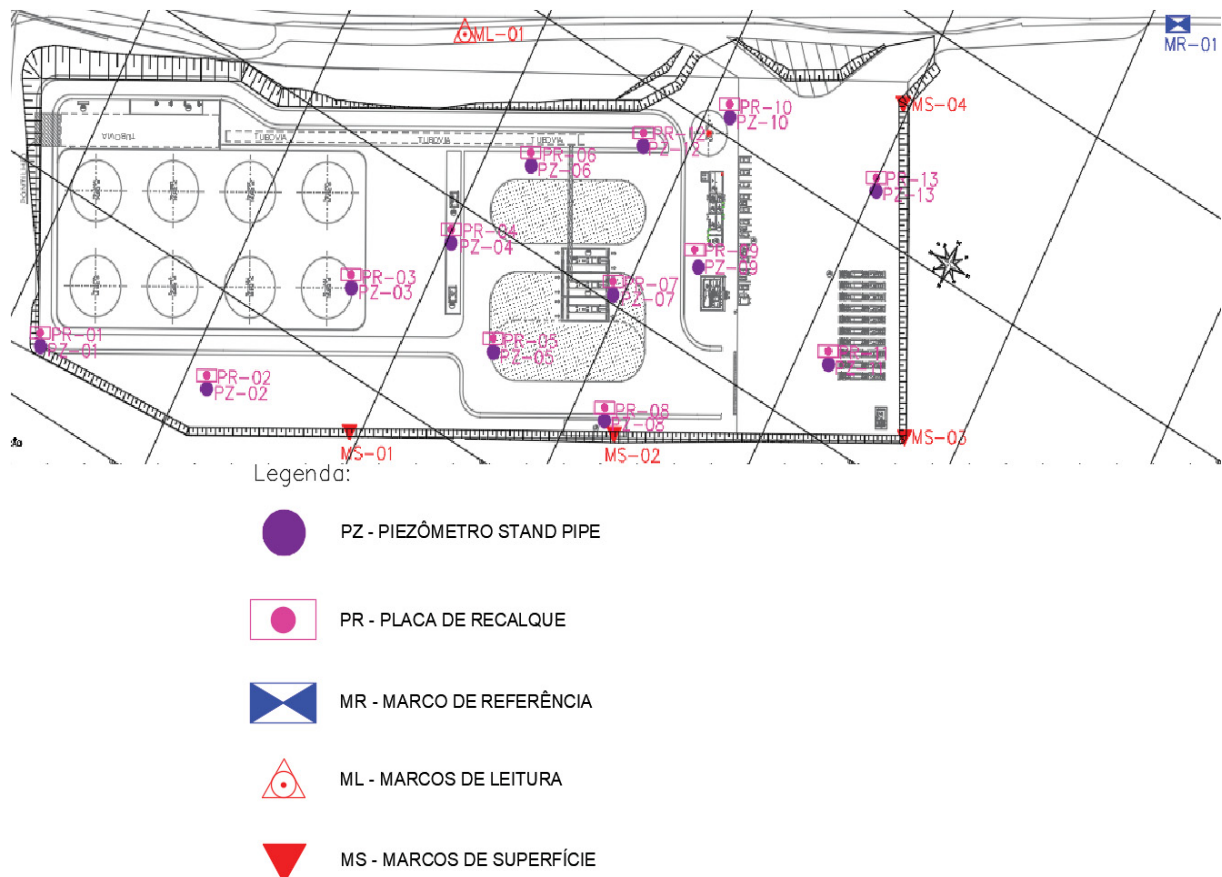
executar o projeto. Portanto, foi previsto a utilização de uma camada de 50 centímetros de areia, posicionada sobre um geotêxtil tecido, que exerce a função de separação e reforço. Este material é representado no modelo numérico como sobrecarga na parte superior do solo mole.

O resultado obtido através desse tratamento é o aumento da resistência do material, redução da compressibilidade e deformabilidade em um tempo muito inferior ao processo natural.

3.4 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

Obras sobre solos compressíveis são suscetíveis a grandes deformações e rupturas, portanto, para atingir níveis de segurança adequados se faz necessário implementar sistemas de monitoramento. O projeto em questão partiu da premissa de que os recalques, devido a carga das estruturas, seriam praticamente nulos após a implementação da sua estrutura. Portanto, para monitorar o desenvolvimento dos recalques e acompanhar a dissipação do excesso de poropressão, durante a fase de adensamento, foram instaladas placas de recalque apoiadas sobre a camada drenante, piezômetros do tipo *standpipe*, marcos (referência, leitura e superficiais). A FIGURA 30 apresenta a planta de locação dos instrumentos.

FIGURA 30 – PLANTA DE LOCAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO



FONTE: VTB Engenharia (2019).

Conforme exposto na FIGURA 30, as placas de recalque e piezômetros foram posicionadas de maneira adjacente, o que possibilita relacionar a dissipação do excesso de poropressão com o recalque aferido. Além desta concordância, é possível observar que a instalação de marcos, em pontos externos a obra, foram previstas, o que garante a sua inercia em relação as deformações que ocorrem na obra, enquanto os marcos sobre as bermas do aterro possibilitam acompanhar o deslocamento do solo.

Portanto, o objetivo principal, do presente trabalho, foi analisar os deslocamentos ocorridos nas placas de recalques. Assim, os dados obtidos pelos piezômetros não serão utilizados e descritos neste estudo.

3.4.1 Marcos de leitura, superfície e referência

Para realizar as leituras das placas de recalques são necessários pontos de referência (*benchmark*) e de leitura (*control station*) considerados indeslocáveis, ou

seja, que não sofrerão qualquer tipo de movimentação (DUNNICLIFF E GREEN, 1988). No Brasil, não há diferenciação entre os marcos fixos, e, pode-se designá-lo como estação topográfica de referência (SILVEIRA, 2006).

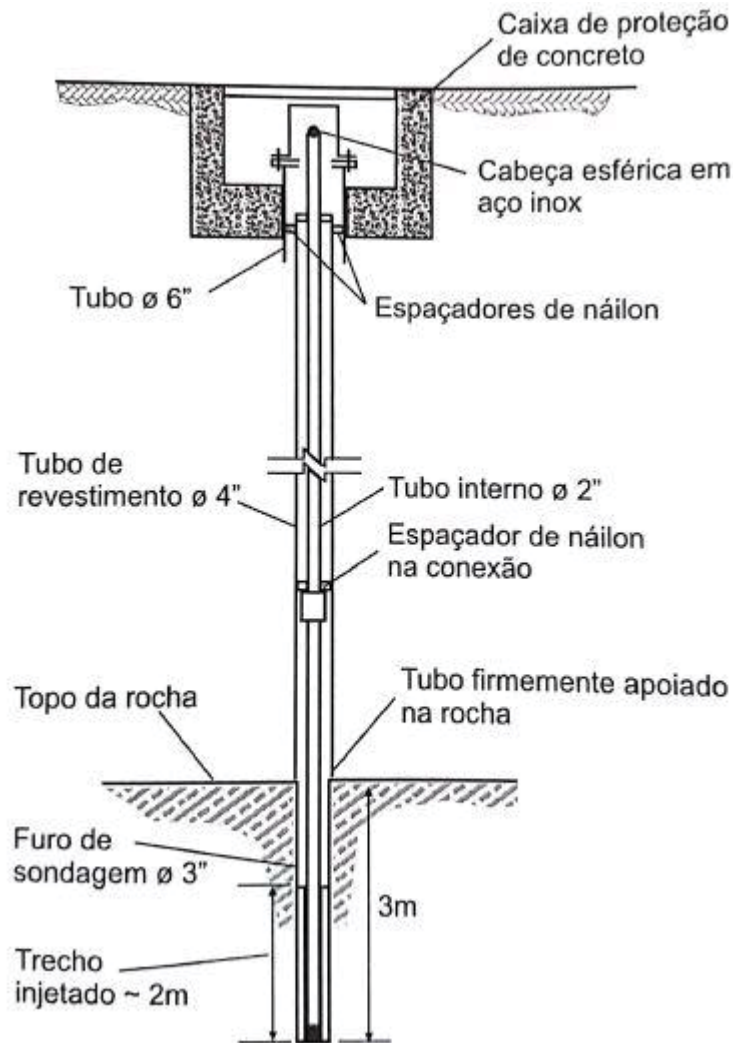
Na obra em estudo, as leituras foram realizadas com o objetivo principal de monitorar os recalques do aterro, e, durante a aferição das coordenadas geográficas verificou-se a movimentação horizontal dos instrumentos.

Conforme exposto na FIGURA 30, foi previsto a instalação de marcos em regiões consideradas inertes e nas “saías” dos taludes. Essa diferenciação ocorre pela necessidade de monitorar a magnitude e a velocidade das deformações sofridas nos taludes, desta forma, é necessário um ponto fixo, como referência, e outro que reflete as deformações do maciço (marcos superficiais).

Os marcos de referência e leitura são os pontos iniciais do levantamento topográfico, e todas as leituras são referenciadas a estes pontos. Portanto, é fundamental posicioná-los em locais considerados inertes. Esta premissa também se aplica ao acompanhamento das placas de recalque, visto que, após a locação do instrumento é necessário usar um ponto de referência para aferir o deslocamento vertical e horizontal do instrumento.

A instalação da estação de referência, com foco em leitura de deslocamento vertical, pode ser feita com a inserção de um artefato concreto (tubo ou caixa), com uma haste metálica no seu interior. Ao redor do elemento metálico é instalado um tubo com diâmetro inferior que acompanhará a haste até o início da ancoragem em rocha. Ao adentrar a rocha deve-se preencher o vazio entre o furo e haste com calda de cimento (SILVEIRA, 2006). Dunnicliff (1988), apresenta um modelo de estação topográfica de referência (FIGURA 31).

FIGURA 31 – MODELO DE ESTAÇÃO TOPOGRÁFICA DE REFERÊNCIA

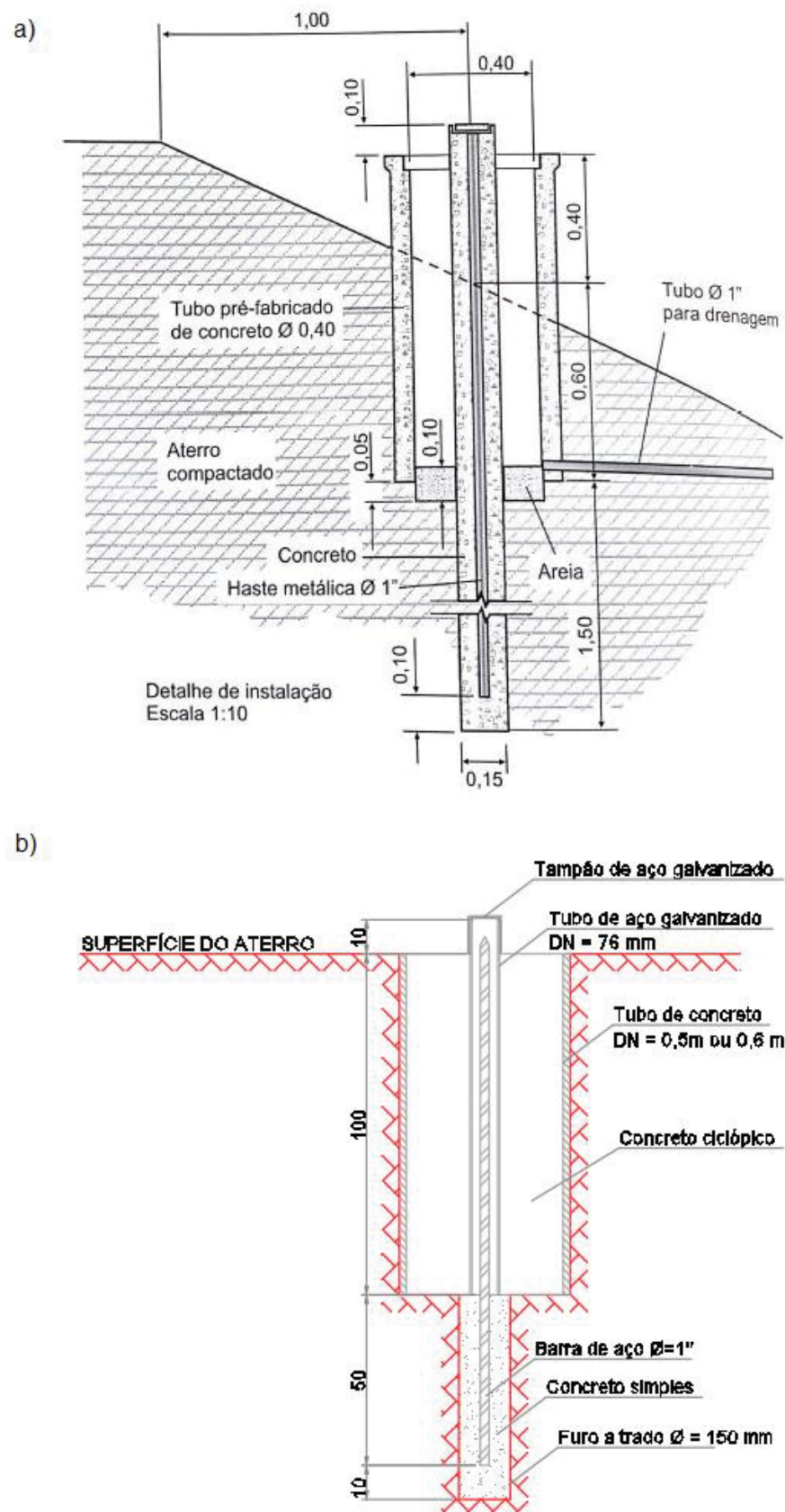


FONTE: Dunncliff (1988).

Apesar de existir marcos ancorados em rocha, existem casos em que as estações topográficas são executadas em solo, devido a profundidade da formação rochosa. Desta forma, pode-se descrever as estações de referência como pilares de concreto (com ou sem armadura), com profundidade suficiente para serem considerados fixos (SILVEIRA, 2006).

Os marcos superficiais de deslocamento apresentam configuração simplificada, pois deve-se instalar os instrumentos em profundidade inferior, com o objetivo de evitar os movimentos superficiais de rastejo, que podem influenciar nas leituras de movimento do maciço (SILVEIRA, 2006). Na obra em estudo optou-se por utilizar a configuração dos marcos superficiais (FIGURA 32) e a locação garantiu o deslocamento e inércia dos pontos (FIGURA 30).

FIGURA 32 – MARCO SUPERFICIAL DE DESLOCAMENTO – A) MARCO UTILIZADO EM BARRAGENS; B) MARCO PROJETADO



FONTE: Silveira (2006).

As leituras dos marcos, são importantes para calcular o recalque total das placas e para o entendimento dos possíveis erros associados ao método.

3.4.2 Placas de recalque

As placas de recalque são instrumentos essenciais no projeto de instrumentação de aterros sobre solos moles. São compostos por uma chapa rígida a qual possui um furo no centro que permite a passagem de uma haste vertical. Este equipamento tem como objetivo aferir as deformações verticais (recalques) do solo, entretanto, para o monitoramento dos instrumentos é necessária uma estação de referência nas proximidades da obra (ALMEIDA E MARQUES, 2010).

A utilização das placas de recalque consiste em apoiar a chapa na camada, a qual pretende-se medir o recalque, e, esta deformará simultaneamente no decorrer do adensamento. Em obras com aterros sucessivos os instrumentos devem ser instalados antes da execução do aterro. Nestes tipos de obra são realizadas emendas na haste, que possibilitam a leitura da cota, através do incremento de comprimento vertical no decorrer do processo de alteamento do aterro.

Os dados das placas de recalque foram utilizados como ponto de referência para a calibração do modelo, em que utilizou-se a medida de deslocamento vertical de campo para calibrar o valor do módulo de compressão.

As informações das placas, associadas a uma seção do terreno (perfil II, apresentado na FIGURA 26) foram modeladas no *software* Geostudio, e, foram submetidas a variação do módulo de compressão até se igualarem ao deslocamento vertical medido em campo.

3.5 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA LABORATORIAL

Com as informações obtidas, a partir dos ensaios laboratoriais, foi possível correlacionar os dados e verificar a homogeneidade do solo sedimentar presente na região.

As cinco amostras Shelby e a investigação geotécnica, na área de expansão, estão indicadas na FIGURA 24. Conforme exposto, foram executadas 7 sondagens SPT, 5 ensaios de palheta e 5 extrações de amostras Shelby. Os

ensaios SPT foram utilizados para desenvolver o perfil do solo, enquanto as amostras Shelby foram submetidas a ensaios de laboratório de caracterização e adensamento.

3.5.1 Caracterização do solo

Para realizar os ensaios de adensamento é necessário realizar os ensaios de caracterização das amostras, a fim de definir algumas características do solo. Os parâmetros estimados nos ensaios de caracterização são utilizados no ensaio de adensamento, e, permitem definir qual tipo de solo predominante na amostra e algumas propriedades do material *in loco*.

Para realizar a caracterização do material com as amostras Shelby (SB), foi realizado um conjunto de ensaios descritos nas NBR 6457 - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, NBR 6458 - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água, NBR 7181 - Análise granulométrica, NBR 6459 - Determinação do limite de liquidez, NBR 7180 - Determinação do limite de plasticidade.

As análises granulométricas permitem determinar e classificar o material, de acordo com o solo predominante na amostra, através do percentual de solo passante e retido. Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização estão expostos na TABELA 10 e os ensaios completos de caracterização encontram-se no ANEXO 1 desta pesquisa.

TABELA 10 – CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS

Amostra	Classificação do solo
SB 01	Argila Siltosa
SB 02	Argila Siltosa
SB 03	Argila Siltosa
SB 04	Silte Argiloso
SB 05	Argila Siltosa

FONTE: O autor (2020).

As cinco amostras foram submetidas a ensaios laboratoriais, entretanto, devido a semelhança das amostras, apenas a amostra Shelby 01 (SB01) foi sujeita

aos ensaios para determinar o limite de liquidez e plasticidade (NBR 6459 - Determinação do limite de liquidez, NBR 7180 - Determinação do limite de plasticidade). Os resultados da caracterização foram sintetizados na TABELA 11.

TABELA 11 – RESUMO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Amostra	Profundidade (m)	Umidade natural (%)	LL (%)	LP (%)	Índice de plasticidade (IP)	Massa específica (g/cm³)	Índice de vazios
SB 01	1,80 a 2,80	121,19	95,4	29,6	65,8	1,36	3,46
SB 02	1,00 a 2,00	140,29	-	-	-	1,35	4,04
SB 03	1,20 a 2,20	134,15	-	-	-	1,36	3,58
SB 04	1,00 a 2,00	131,57	-	-	-	1,38	3,67
SB 05	0,00 a 0,30	131,57	-	-	-	1,38	3,70

FONTE: O autor (2020).

Com os resultados dos ensaios laboratoriais foi possível confirmar o resultado dos ensaios de campo, que apresentaram a presença de solo, predominantemente, argiloso. Além dessa informação foi apresentado o valor do índice de vazios inicial de cada amostra, e estes dados foram utilizados no gráfico final do ensaio de adensamento, no cálculo do módulo de compressão (item 2.4.2.1), e, na modelagem do *software* Geostudio.

3.5.2 Ensaio de adensamento

Os ensaios de adensamento, com drenagem vertical, forneceram dados relativamente seguros sobre a deformabilidade, a permeabilidade e a tensão de pré adensamento do solo em estudo.

Para a execução do ensaio, nas cinco amostras, foram utilizadas as tensões de 5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, para o carregamento, e, 400 kPa, 200 kPa, 25 kPa e 0 kPa, para o descarregamento. Os resultados completos de cada etapa do ensaio estão apresentados no ANEXO 2.

Os ensaios de adensamento foram realizados em tensões superiores as exigidas pela obra, o que possibilitou reproduzir a curva de adensamento (índice de vazios por tensão efetiva). Com a análise gráfica do ensaio foi possível estimar parâmetros e interpretar o comportamento do solo, entretanto, a coleta superficial das amostras Shelby, transporte, efeito de escala e manuseio das amostras os resultados podem apresentar divergência com os obtidos em campo. Portanto foi necessário comparar os resultados obtidos dos ensaios laboratoriais com a literatura e com os dados de campo.

Dentre as informações extraídas do ensaio de adensamento é possível estimar os índices de compressão (C_c), descompressão (C_s) e recompressão (C_r), com as formulações apresentadas no item 2.1.2. Esses parâmetros foram utilizados para a modelagem no *software* computacional de maneira indireta, pois foi necessário utilizar os valores de C_c e C_s , para calcular o módulo de compressão (λ) e de descompressão (k), utilizados no modelo de Cam-Clay Modificado.

Apesar do ensaio de adensamento fornecer parâmetros necessários para a utilização do modelo constitutivo de Cam-Clay Modificado, o desenvolvimento do modelo foi baseado no ensaio triaxial, portanto, pode haver divergência nos parâmetros iniciais da modelagem. Entretanto, ensaios triaxiais possuem tempo de execução superiores e custo elevado, fato que, inviabilizou a execução deste ensaio para a obra em questão. Para minimizar este fato, foi executado a calibração do modelo geotécnico, que foi uma tentativa de representar o comportamento do solo *in loco*.

4 MATERIAL E MÉTODOS

O capítulo de Material e Métodos expõe todos os dados proeminentes do estudo de caso, bem como os procedimentos adotados para planejar e incluir os métodos de coleta e análise dos dados da pesquisa. Assim, o presente estudo contou com a utilização de um *software* computacional, o qual permitiu simular variações geométricas, com os parâmetros geotécnicos, oriundos dos dados obtidos em campo, dos dados laboratoriais e da retroanálise.

4.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

A pesquisa em questão utilizou-se de um estudo de caso, de uma obra de aterro sobre solo mole, executada para a ampliação de uma linha férrea, localizada no estado do Maranhão. Para a execução e acompanhamento da obra foi prevista, em projeto, instrumentação capaz de medir as deformações verticais, a pressão da água e os deslocamentos totais, com o auxílio de topografia.

A instrumentação e topografia constataram deslocamentos horizontais no maciço de solo, comportamento que não é previsto nas teorias que calculam o adensamento. Desta forma, o intuito foi explicar alguns dos possíveis fatores que originaram esse deslocamento, com o auxílio do *software* Geostudio, o qual permitiu verificar as deformações do solo e possibilitou avaliar as possíveis consequências que este fenômeno pode causar em obras adjacentes.

A obra em questão possui placas de recalque que não apresentaram deslocamento horizontal, fato que ocorre comumente com placas localizadas no centro do aterro. Desta maneira foi necessário selecionar os equipamentos que constatarem dados relevantes a pesquisa. Após esta etapa foi selecionado um perfil do subsolo, com proximidade com a placa escolhida, para modelada no *software* computacional.

Para realizar a seleção mencionada foram analisadas os deslocamentos horizontais e verticais ocorridos nas placas de recalque, com o objetivo de identificar as regiões que apresentaram movimentação horizontal. Mesmo após a determinação das placas, todas as regiões e instrumentos foram avaliados para entender, de forma global, o comportamento do solo durante a execução do aterro.

Após essa triagem, foi necessário utilizar as sondagens e ensaios laboratoriais, com a finalidade de estimar os parâmetros geotécnicos, os quais foram inseridos no modelo computacional.

De acordo com Gil (2002), a pesquisa que estuda fatos que já ocorreram pode ser denominada de *ex-posto facto*. O objetivo deste tipo de estudo é estabelecer relação entre variáveis, sem que haja controle da variável independente, visto que o fenômeno já ocorreu. Entretanto, apesar de possuir semelhanças com a modalidade de pesquisa experimental, não se pode garantir resultados do tipo causa-efeito (GIL, 2002).

Para Robson (2003), esta tipologia de pesquisa pode ser intitulada como relacional, uma vez que o propósito do estudo é encontrar correlações entre as variáveis. Para o autor, as estratégias de uma pesquisa relacional são fixas e fundamentadas, na concepção prévia dos mecanismos e contextos que serão analisados, com base em estudos anteriores, que permitem a definição das variáveis e possíveis correlações do estudo. Anteriormente a coleta de dados são formuladas perguntas da pesquisa, e a interpretação dos dados pode ser realizada através de diferentes métodos estatísticos (ROBSON, 2003).

As estratégias abordadas se enquadram na presente pesquisa, uma vez que os dados de estudo já ocorreram e pretende-se estabelecer relação entre as variáveis da geologia/geotecnia local com os fenômenos constatados em campo. As hipóteses foram desenvolvidas por analogia de teorias que possuem características similares ao contexto da pesquisa. Para tal, foram realizadas simulações, com o auxílio de métodos numéricos, para verificar a existência de conexão entre os elementos, e com definição de causa-efeito.

4.2 COLETA E ANÁLISE DOS DADOS

Para o estudo foram utilizados dados cedidos da investigação geotécnica, instrumentação em várias etapas construtivas e o projeto da obra. Estas informações permitiram alimentar o modelo numérico e variar os parâmetros referentes à deformação para alcançar as deformações medidas em campo. Na sequência, foi alterada a geometria (espessura e inclinação das camadas) do modelo computacional, para explicar alguns fatores que impulsionaram o processo de deslocamento horizontal, tais como a inclinação e espessura das camadas.

No desdobramento da pesquisa foi utilizado o *software* Geostudio, para verificar as tensões atuantes no solo, com a finalidade de avaliar se o processo desenvolve tensões horizontais em fundações próximas da obra, bem como de verificar se o aumento do deslocamento horizontal pode induzir o efeito de Tschebotarioff, fenômeno este que pode provocar danos a estruturas adjacentes.

De acordo com Latorre *et. al* (2001) podemos enquadrar esta pesquisa como quantitativa, logo, serão realizadas simulações e estas fornecerão dados que serão submetidos a avaliação por métodos estatísticos. Dentre as técnicas disponíveis para o processamento e interpretação dos dados, distinguem-se as que utilizam séries temporais, ou seja, observações de uma variável obtidas sequencialmente ao longo do tempo e em intervalos regulares. Neste tipo de análise, o fenômeno é modelado com o intuito de descrever o comportamento da série, realizar estimativas e avaliar os fatores que influenciaram seu comportamento, e isto permite definir relações causais (causa e efeito) entre duas ou mais séries (LATORRE *et. al*, 2001).

Segundo Andriotti (2003), valida-se a correlação entre duas séries de dados no momento em que as leituras ocorrem em um mesmo instante. Ao verificar a correspondência dos seus valores supõe-se que exista uma correlação linear entre os dados, logo, pode-se determinar um coeficiente que traduza essa relação.

Para determinar essa relação, calcula-se o coeficiente de correlação linear, também chamado Momento-Produto de Pearson. Esta constante é uma forma de aferir o grau da relação linear entre duas variáveis, desta forma é possível medir a intensidade entre os dados emparelhados das variáveis X e Y de uma amostra. A avaliação do resultado final deve considerar o resultado matemático e a situação em estudo, pois a interpretação numérica, por si só, não comprova a relação causal do estudo (ANDRIOTTI, 2003).

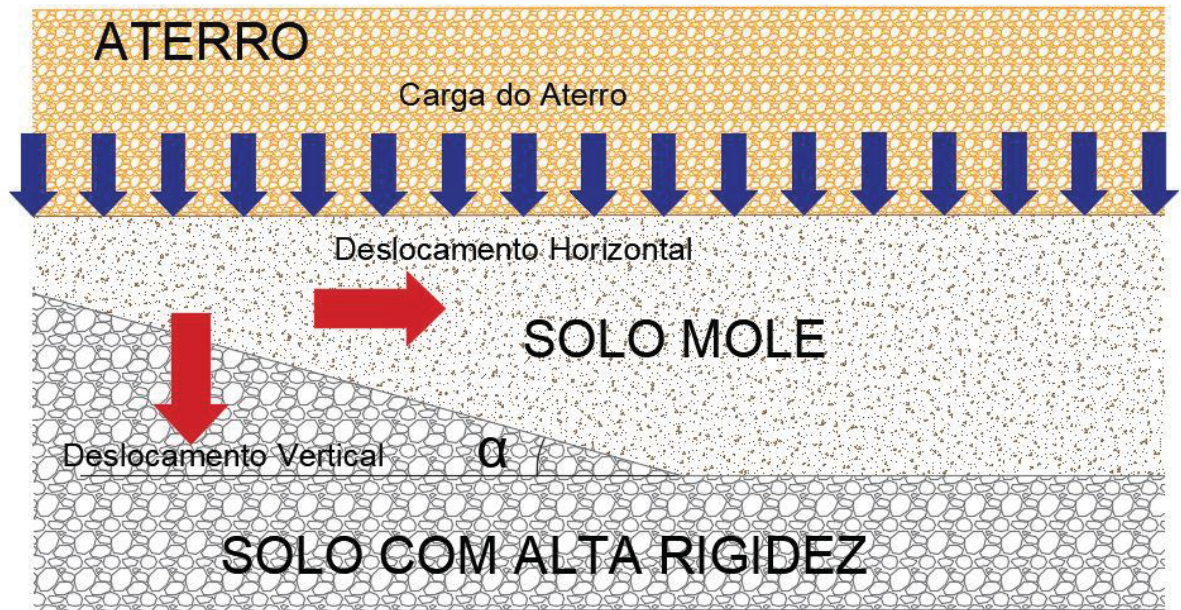
4.3 HIPÓTESE

Sabe-se que uma carga aplicada a um terreno inclinado pode ser decomposta em um vetor horizontal e um vertical, e este processo será usado, de maneira análoga, no presente estudo de caso. Acredita-se que a inclinação associada a um carregamento superficial uniforme favorece um deslizamento da camada compressível sobre a camada rígida que possui baixa deformabilidade. Com base nessas preposições, foi elaborado uma hipótese para explicar os fatos

evidenciados pelos dados das placas de recalque, discutidas no decorrer da pesquisa.

Neste contexto foi elaborada uma hipótese com duas camadas de solo distintas: um solo mole e deformável sobre um solo impenetrável com perfil inclinado (FIGURA 33).

FIGURA 33 – HIPÓTESE DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL

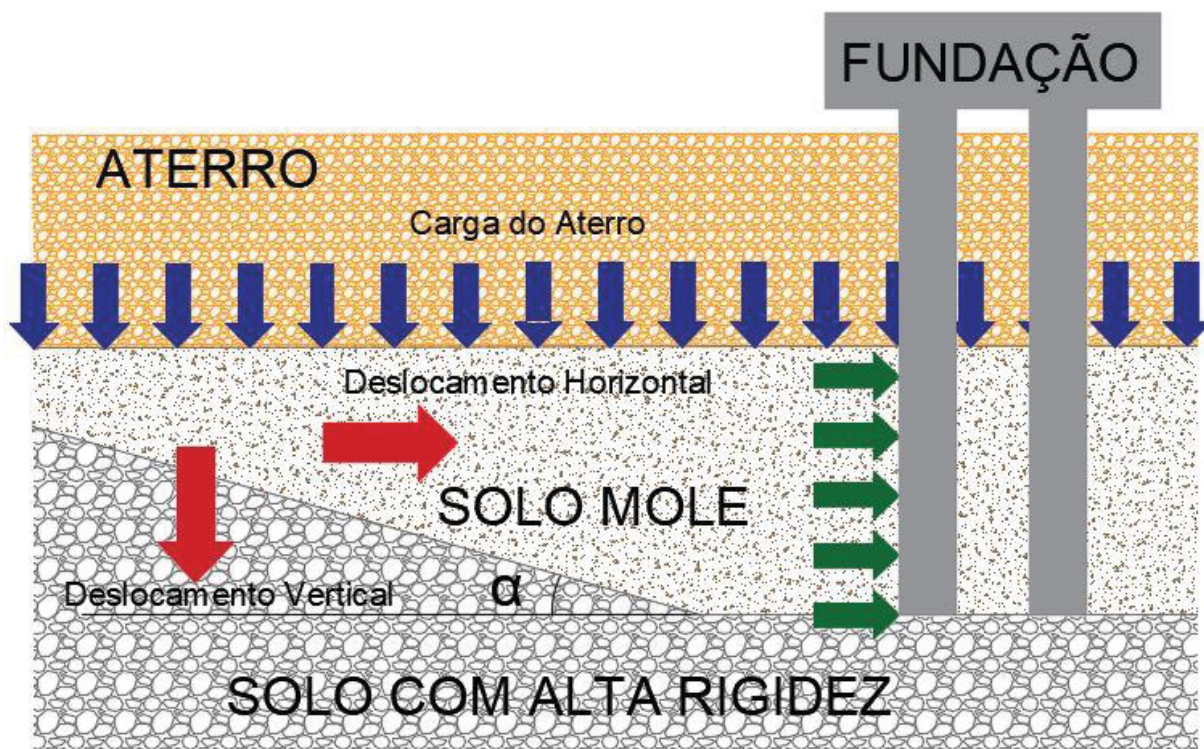


FONTE: O autor (2020).

Esta hipótese assume que uma variável de grande influência é a inclinação (α) que pode existir na constituição do perfil, pois esta contribui com a espessura da camada e com a carga horizontal aplicada na camada de solo compressível, e, pode favorecer o deslocamento horizontal. A pesquisa pretende realizar duas análises distintas: variação na inclinação e variação da espessura de solo compressível.

Após a elaboração das variações geométricas, foi realizada uma terceira análise, afim de verificar se a magnitude do deslocamento horizontal poderia desenvolver uma assimetria, no carregamento da fundação e de estruturas construídas em regiões próximas ao aterro. Pois tal fato poderia induzir o efeito Tschebotarioff, fenômeno que é responsável por patologias e ruptura de estruturas, conforme apresentado na FIGURA 34 .

FIGURA 34 – HIPÓTESE DE INDUÇÃO DO EFEITO TSCHBOTARIOFF



FONTE: O autor (2020).

Desta forma, após a realização das simulações (variação na espessura da camada compressível e inclinação do solo resistente), verificou-se a relação entre estas variáveis e o deslocamento horizontal, bem como foi avaliado se este fenômeno poderia desenvolver deslocamento horizontal suficiente, para induzir o efeito Tschebotarioff nas fundações.

4.4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Os perfis da investigação geotécnica de campo, dados dos ensaios laboratoriais e instrumentação, apresentados nos itens 3.4, 3.2 e 3.5 foram utilizados para a modelagem numérica no sistema Geostudio, a fim de realizar a retroanálise.

Com base nos perfis geotécnicos identificados pela investigação, as análises numéricas foram dimensionadas da seguinte forma: utilização do índice de compressão constante (obtido por retroanálise, com base no deslocamento vertical da instrumentação) com variações geométricas na espessura e inclinação das camadas, com base nos dados da investigação geotécnica (foram utilizados para determinar a geometria inicial, parâmetros de resistência e elasticidade das

camadas e resistência ao cisalhamento não drenada) e ensaio de adensamento (usado para determinar o índice de vazios, módulo de compressão e recompressão).

A fim de quantificar e classificar o número de simulações que foram realizadas, foi elaborado a TABELA 12.

TABELA 12 – DEFINIÇÃO DAS SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS

Atividade	Número de perfis analisados	Número de variações por perfil	SUBTOTAL
Calibração e aferição do modelo 2D	3	1	3
Variação da inclinação	1	7	7
Variação da espessura	7	3	21
TOTAL	31		

FONTE: O autor (2020).

As simulações tiveram a função de avaliar se a inclinação e espessura tiveram alguma influência nos deslocamentos horizontais constatados nos instrumentos da obra. Para tal foi determinado que seriam adotadas 3 espessuras de solo distintas da identificada no perfil em análise, mas que fossem características dos depósitos de solos moles brasileiros.

As variações de inclinação foram concebidas para apresentar diferenças menores nos primeiros acréscimos de ângulo e variação significativa nos resultados de deslocamento após 10° de acréscimo, o que resultou na modelagem de 7 inclinações distintas.

Para tal, o item 4.4.1 abordou os métodos para a realização do modelo computacional no *software* Geostudio.

4.4.1 Calibração e aferição do modelo a partir do dados de campo

Para elaboração do modelo numérico, além da utilização do perfil II, foram analisados todos os ensaios de adensamento. Entretanto, devido à distância dos ensaios do ponto em análise e homogeneidade do material, foi utilizado a média do

índice de compressão, descompressão e índice de vazios, para as primeiras análises do modelo. Na sequência, apenas o índice de compressão foi alterado para a calibração.

Devido à grande semelhança com a hipótese de estudo e a proximidade com o ponto de calibração, os perfis II (FIGURA 26), HH (FIGURA 27) e DD (FIGURA 28), foram reproduzidos no *software* e utilizados para a calibração e aferição, pois indicaram geometria favorável ao estudo (significativa inclinação do solo resistente e variação na espessura da camada compressível).

O perfil II (FIGURA 26) foi alvo da calibração e teve como referência os dados da placa de recalque, enquanto os perfis HH (FIGURA 27) e DD (FIGURA 28), foram as referências iniciais das placas de recalque 6 (PR6), devido à proximidade do perfil e instrumento.

A geometria dos perfis foi incorporada ao modelo computacional, para retratar as condições iniciais da obra e para verificar os deslocamentos verticais e horizontais.

Os parâmetros de grande relevância em um projeto de aterro sobre solos moles são: coeficiente de adensamento vertical, coeficiente de adensamento horizontal e resistência não drenada. Entretanto, devido fundamentação teórica utilizada pelo *software*, que verifica a relação entre tensão e deformação com base no modelo constitutivo de Cam-Clay Modificado, os parâmetros editáveis do solo compressível são: o módulo de compressão (λ), módulo de descompressão (k), Poisson (ν), índice de vazios inicial (e_0), ângulo de atrito (ϕ), coeficiente de empuxo em repouso (k_0), e, peso específico (γ). Para os outros solos foi utilizado o modelo Elástico Linear, que utiliza os parâmetros: módulo de elasticidade (E), peso específico (γ), ângulo de atrito (ϕ), e, coeficiente de empuxo em repouso (k_0).

Dentre os dados inseridos os parâmetros elásticos do modelo de Cam-Clay são: coeficiente de Poisson, módulos de compressão e descompressão.

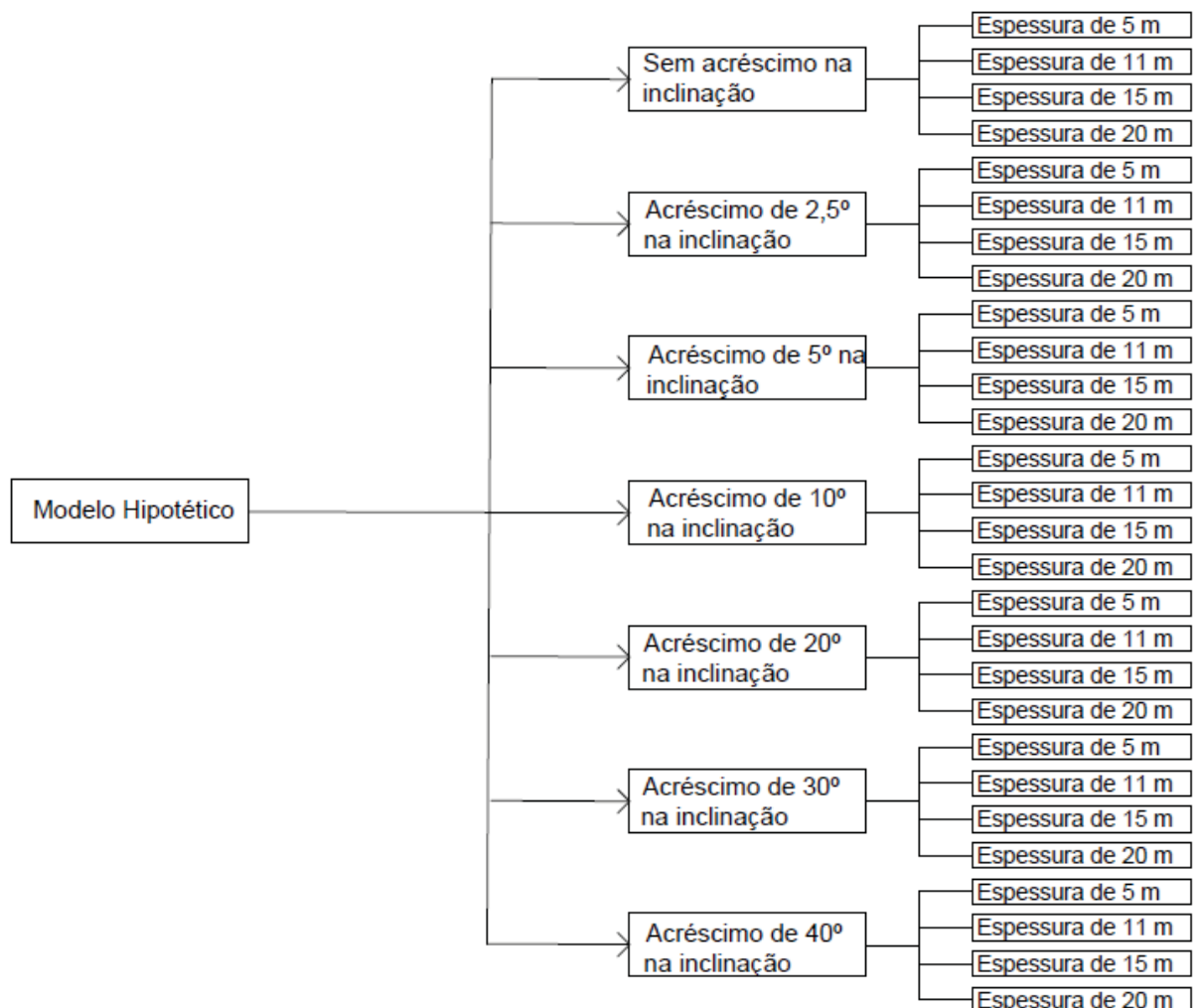
Desta forma, foi realizada a retroanálise com a variação do índice de compressão do solo, a fim de atingir o recalque aferido em campo. Atingido o deslocamento vertical de campo, foi verificado o deslocamento horizontal correspondente para o índice de compressão encontrado. Referida análise teve como base a geometria identificada nos perfis e nos dados da instrumentação.

4.4.2 Determinação das variações geométricas do modelo

Após a calibração, foram realizadas simulações com variação na espessura e inclinação das camadas, que serviram como teste para as hipóteses de estudo. As variações geométricas das simulações foram definidas de modo a identificar mudanças significativas no deslocamento horizontal, e, tiveram o objetivo de verificar a relação entre as variáveis e consequências destes deslocamentos.

As variações de inclinação e espessura foram feitas com o valor do índice de compressão encontrado pela retroanálise, realizada na calibração. Isto possibilitou verificar a relação causal entre as variáveis e o resultado de deslocamento horizontal. Para ilustrar o conjunto de variações realizadas, o fluxograma, apresentado na FIGURA 35, contempla todas as simulações realizadas.

FIGURA 35 – SIMULAÇÕES REALIZADAS



FONTE: O autor (2020).

4.4.2.1 Inclinação

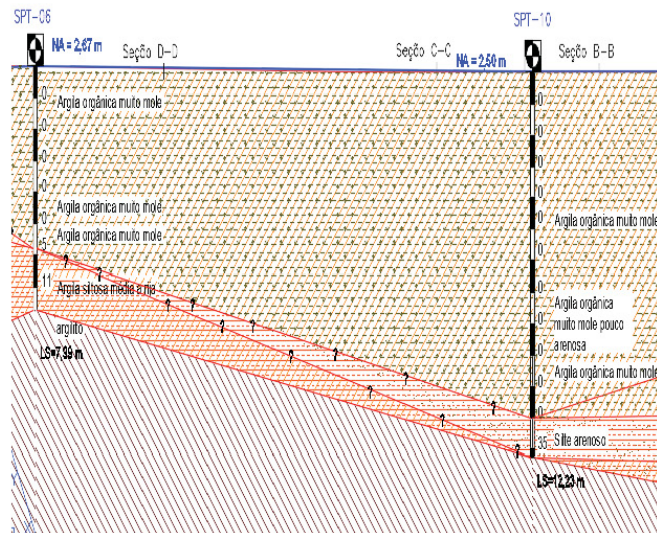
A inclinação é o ângulo formado com a horizontal do solo resistente. Conforme estabelecido no objetivo geral do estudo, estabelecer relação entre o ângulo formado da camada subjacente e o deslocamento horizontal é a premissa investigada.

Assim, após a definição do índice de compressão, foi utilizado o perfil do solo. Com os dados das sondagens foram identificadas as diferentes cotas do solo impenetrável a sondagem, o que possibilitou variar a inclinação inicial da linha superior da camada.

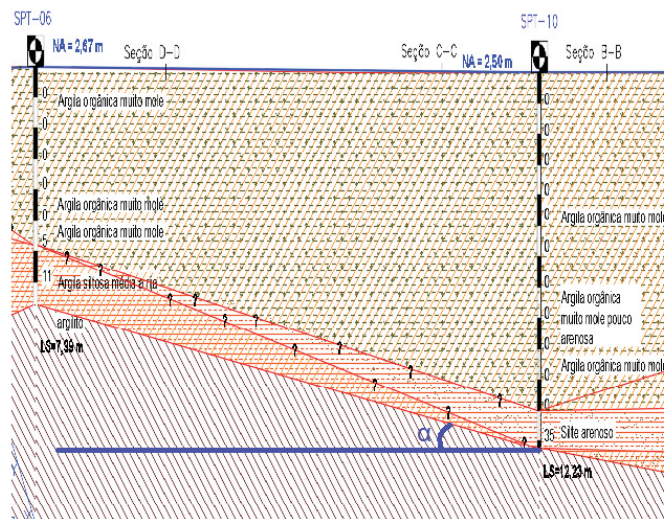
O procedimento elaborado é descrito na FIGURA 36, em que apresenta a sequência das etapas de variação da inclinação.

FIGURA 36 – PROCEDIMENTO PARA VARIAÇÃO DA INCLINAÇÃO

DETERMINAÇÃO DO PERFIL ENTRE
2 SONDAgens A PERCUSSÃO



DETERMINAÇÃO DE ALFA



VARIAÇÃO DE ALFA

FONTE: O autor (2020).

Após a calibração do módulo de compressão, no perfil II, e aferição dos perfis HH e DD, foi realizado um perfil hipotético com os parâmetros encontrados na calibração. Este perfil foi baseado no perfil II, com as seguintes alterações: substituição das camadas subjacente ao solo mole pelo solo de alta rigidez, e, inclinação das camadas pela angulação média do perfil.

Para realizar as variações propostas nas análises, além do perfil hipotético inicial, foram realizados modelos com acréscimo de dois e meio, cinco, dez, vinte, trinta e quarenta graus. Nesta fase foram realizadas as variações de inclinação para a espessura de solo moles, identificada no perfil II (11 metros). Esta etapa teve como finalidade identificar qual a influência da inclinação no deslocamento horizontal do solo.

Além de verificar a relação da inclinação, foi necessário entender qual a influência da espessura nas camadas de aterro e do solo compressível, no fenômeno de deslizamento de solo mole sobre a camada impenetrável. Assim, consecutivamente, foram realizadas as variações de inclinação, em diferentes espessuras.

4.4.2.2 Espessura

Conforme descrito na hipótese de pesquisa (item 4.3), além da inclinação da camada abaixo do solo mole, também houve a avaliação das espessuras das camadas. De acordo com a hipótese, as cargas verticais, aplicadas em planos inclinados, são decompostas em forças que podem promover deslocamentos verticais e horizontais.

Para tal, a modelagem numérica utilizou as geometrias com os ângulos citados no item 4.4.2.1. Sendo de conhecimento de que a espessura de solo compressível no Perfil II é de, aproximadamente, 11 metros, assim, para cada inclinação, utilizou-se quatro análises numéricas com espessuras distintas do solo em adensamento (5, 11, 15 e 20 metros).

As modelagens tiveram a função de avaliar, indiretamente, a relação da carga do aterro com a espessura de solo em adensamento. Além disso, a variação de espessura teve como pretensão verificar se há relação entre altura da camada de solo compressível e o fenômeno de escorregamento sobre a camada rígida.

4.5 VERIFICAÇÃO DE FUNDAÇÃO E EXPULSÃO DE SOLO MOLE

Devido aos grandes deslocamentos horizontais, característicos dos fenômenos de ruptura de fundação e extrusão de solo mole, realizou-se o cálculo dos fatores de segurança atingidos em obra.

Para definir os parâmetros de resistência utilizados na verificação de expulsão do solo mole, foram analisados os valores de S_u obtidos a partir dos ensaios de palheta e CPTU, próximos ao perfil II. Assim, foi determinado a resistência não drenada média, no topo e na base da camada compressível.

Concluída a etapa de determinação de resistência não drenada média, foram extraídos, dos dados de campo e projeto, à altura do aterro e dimensões dos taludes executados nas extremidades do aterro. Devido a espessura variável do solo compressível, identificada no perfil II, foram realizadas verificações de estabilidade, com a espessura das áreas com os maiores deslocamentos horizontais, identificados nas modelagens numéricas. A alteração da espessura implicou no valor da resistência não drenada média e da base, portanto, foram calculados os fatores de segurança correspondente a espessura utilizada.

As definições de espessura e resistência não drenada adotada, foram utilizadas para verificar o fator de segurança da capacidade de carga e expulsão do solo moles, com a utilização das equações 7 e 9, apresentadas no item 2.1.4.1.

5 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos a partir das simulações descritas no item 4.4.

5.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO

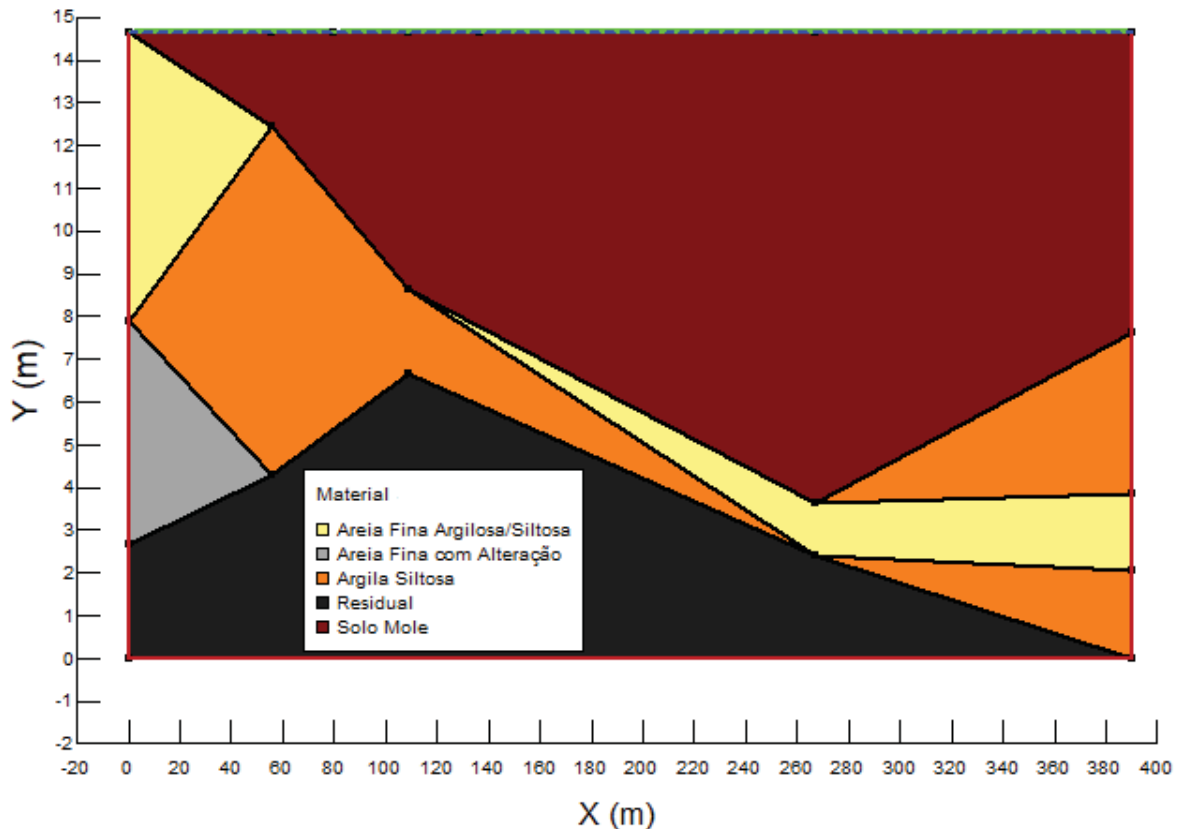
A etapa de calibração do modelo numérico contemplou a análise das leituras das placas de recalque e retroanálise do índice de compressão, com base no deslocamento vertical medido em campo.

Para determinar o módulo de compressão, do terreno natural, foi necessário reproduzir no modelo computacional o perfil do solo. Desta forma, a estratigrafia que mais se aproxima das placas, além de ser paralela a direção do deslocamento, é o perfil II (FIGURA 26).

Após essa definição foi inserida a geometria do perfil II no *software* (FIGURA 37). Para melhorar a visualização dos modelos utilizou-se a escala vertical distinta da horizontal, pois a altura total do perfil é de aproximadamente 14,64 m, enquanto sua extensão é de 390 m.

Apesar da grande importância dos ensaios CPT e CPTU, estes ensaios não fornecem todos os dados necessários para determinar parâmetros do modelo constitutivo de Cam-Clay Modificado. Portanto, foi necessário utilizar os dados dos ensaios de adensamento para determinar os parâmetros iniciais de módulo de compressão (λ), de descompressão (k) e do índice de vazios, enquanto os parâmetros das outras camadas foram determinados pelos ensaios CPTU e pela literatura.

FIGURA 37 – MODELO NUMÉRICO DO PERFIL II



FONTE: O autor (2020).

Na FIGURA 37, a geometria das camadas respeitou o perfil apresentado anteriormente, assim, foi adicionado, na parte superior do perfil, uma sobrecarga de 36 kN/m², que representa a sobrecarga de projeto. Para definir esse valor considerou-se um aterro com peso específico de 18 kN/m³, com uma espessura de 2 metros. O valor do peso específico foi o adotado em projeto, enquanto a espessura é um valor intermediário das espessuras de aterro e colchão drenante de areia.

A modelagem incluiu o nível do lençol freático presente na parte superior do terreno natural, conforme identificado nas sondagens SPT e CPTU. Além disso, todos os materiais geotécnicos, abaixo da linha freática, foram considerados como drenados, pois os drenos verticais atuam para retirar a água, e, as movimentações e recalque não ocorreriam se o material continuasse no estado não drenado.

Por conseguinte, para definir os parâmetros do modelo numérico foram utilizadas as relações do ensaio CPTU, apresentadas no item 2.2.2, e, os resultados dos ensaios de caracterização. Para iniciar a calibração do modelo numérico foram inseridos os parâmetros de resistência encontrados com as formulações do ensaio

CPTU, com exceção do γ e ν que foram determinados de acordo com o projeto e literatura, respectivamente (TABELA 13).

TABELA 13 – PARÂMETROS UTILIZADOS NO MODELO

MATERIAL	Solo Mole	Areia Fina Argilosa/Siltosa	Areia Fina com Alteração	Argila Siltosa	Solo rígido
γ (kN/m ³)	13	18	19	16	26
γ_{sat} (kN/m ³)	14	19	20	18	27
k_0	0,625	0,5	0,47	0,55	0,35
ϕ	22	30	32	27	40
E (kN/m ²)	-	10000	10000	6000	50000
ν	0,4	0,3	0,3	0,3	0,35

FONTE: O autor (2020).

Os parâmetros, apresentados na TABELA 13, foram utilizados nas simulações numéricas e não sofreram alteração para a calibração. Para a definição dos parâmetros do solo rígido foram utilizados os valores de areias compactas (TABELA 14).

TABELA 14 – ÂNGULO DE ATRITO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DE AREIAS

Formato dos grãos, Graduação	Fofa	Compacta	Formato e condição dos grãos	Fofa	Compacta
Arredondado, uniforme	30°	37°	Angular com partículas quebradiças	14000 kN/m ²	35000 kN/m ²
Arredondado, bem graduado	34°	40°			
Angular, uniforme	35°	43°	Arredondado com partículas rígidas	56000 kN/m ²	105000 kN/m ²
Angular, bem graduado	39°	45°			

FONTE: Adaptado de Lambe e Whitman (1969).

A determinação do coeficiente de Poisson (ν) foi através de dados presentes na literatura, expostos na TABELA 15.

TABELA 15 – COEFICIENTE DE POISSON

Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

FONTE: Adaptado de Teixeira e Godoy (1996).

O coeficiente de Poisson (ν) dos solos com a presença de silte foram enquadrados no limite inferior da faixa de variação dos siltes (0,3), apresentados na TABELA 15. A definição do solo rígido foi realizada pela média entre o limite superior das argilas não saturadas (0,3) e das areias compactas (0,4).

Assim, para realizar a modelagem com o modelo constitutivo de Cam-Clay foi necessário utilizar os dados retirados do ensaio de adensamento. Para tal foi utilizado a média dos valores obtidos no ensaio de adensamento, apresentados na TABELA 16.

TABELA 16 – DADOS DO ENSAIO DE ADENSAMENTO

Amostra	e_0	Poisson	Cc	Cs	λ	λ^*	k	k*
Shelby-01	3,461	0,4	0,6708	0,1206	0,2917	0,0654	0,0672	0,0151
Shelby-02	4,036	0,4	0,9141	0,2161	0,3974	0,0789	0,1204	0,0239
Shelby-03	3,578	0,4	0,9086	0,1907	0,3951	0,0863	0,1062	0,0232
Shelby-04	3,667	0,4	0,8508	0,2153	0,3699	0,0793	0,1200	0,0257
Shelby-05	3,697	0,4	1,0189	0,1872	0,4430	0,0943	0,1043	0,0222
Média	3,687	0,4	0,8727	0,1860	0,3794	0,0808	0,1036	0,0220

FONTE: O autor (2020).

A determinação dos dados utilizados, como referência no modelo, ocorreu a partir da análise do deslocamento das placas de recalque. Portanto, para avaliar os dados, relevantes ao presente estudo, foi elaborada uma tabela com o

deslocamento resultante (vertical e horizontal) de todas as placas de recalque, bem como realizou-se o cálculo da diferença das médias (TABELA 17).

TABELA 17 – DIFERENÇA DAS MÉDIAS DAS PLACAS DE RECALQUE

Placa de recalque	Desl. Horizontal (mm)	Desl. Vertical (mm)	Diferença da média Horizontal (mm)	Diferença da média Vertical (mm)	Soma das diferenças (mm)
PR 01	42,5	0	-	-	-
PR 02	102,6	25	-	-	-
PR 03	157,3	0	-	-	-
PR 04	141,6	46	-	-	-
PR 05	199,6	482	34,27	52,67	86,93
PR 06	134,8	689	30,53	259,67	290,20
PR 07	271,5	408	106,17	21,33	127,50
PR 08	217,1	408	51,77	21,33	73,10
PR 09	187	241	21,67	188,33	210,00
PR 10	301,2	832	135,87	402,67	538,53
PR 11	63,1	405	102,23	24,33	126,57
PR 12	44,2	225	121,13	204,33	325,47
PR 13	69,5	174	95,83	255,33	351,17
Média	165,3	429,3			

FONTE: O autor (2020).

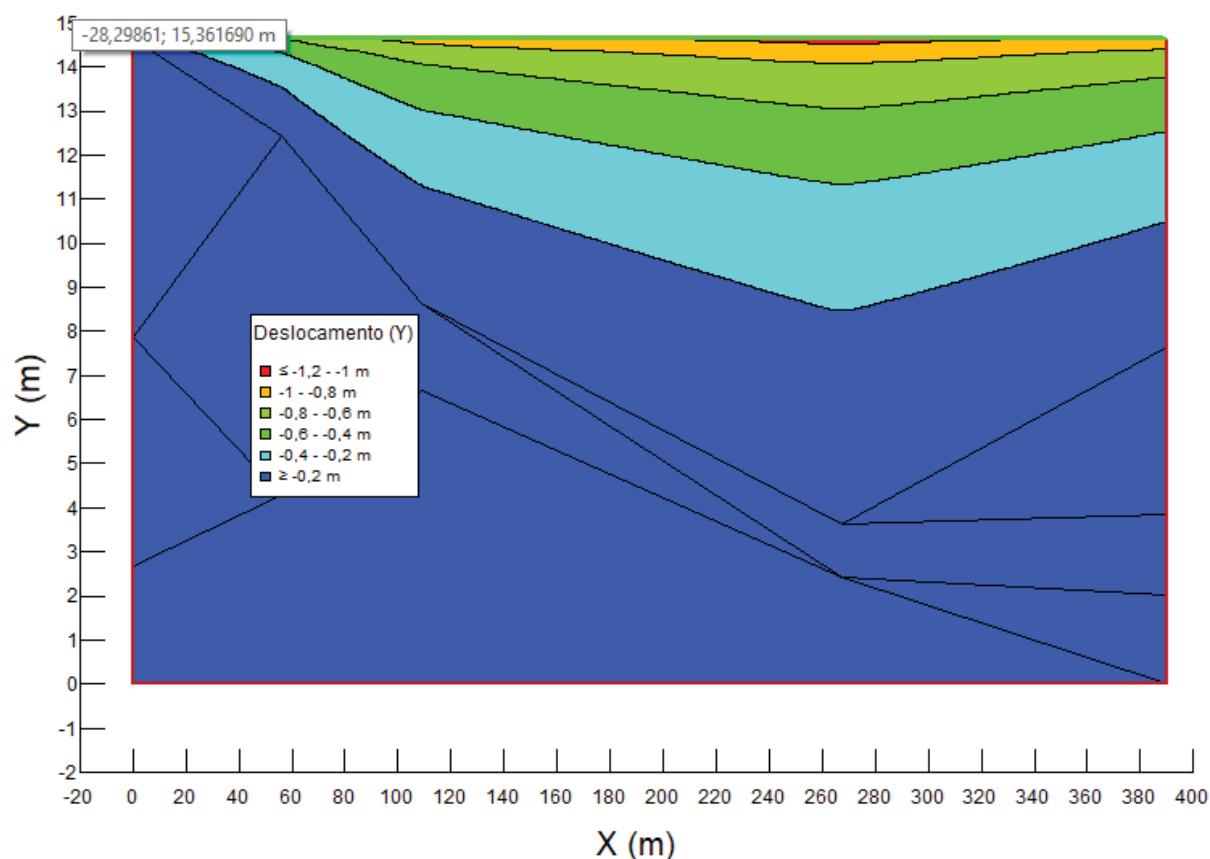
As placas PR 01, PR 02, PR 03 e PR 04 não apresentaram deslocamento vertical compatível com o esperado, além de estarem posicionadas em regiões sem sobrecarga temporária, o que justificou descartá-las das análises. O restante das placas foram submetidas ao cálculo de média, e, a partir deste resultado foram selecionadas as placas PR 08 e PR 05, como referência para a calibração, pois apresentaram menor diferença com a média.

Além de apresentarem valores próximos da média, as placas PR 05 e PR 08 estão posicionadas no centro da obra, o que minimiza a movimentação horizontal ocasionada nas extremidades do aterro. Após a análise dos deslocamentos, outro fator que corroborou com a escolha dos instrumentos, é a proximidade com o perfil II, que fora selecionado para a calibração.

Com as informações apresentadas, das placas de recalque, foi desenvolvido e calculado o primeiro modelo numérico, o qual é apresentado com legendas por cores distintas afim de tornar evidente os níveis e as faixas de deslocamento. As

FIGURA 38 e FIGURA 39, apresentam os resultados iniciais de deslocamento vertical e horizontal.

FIGURA 38 – RESULTADO DE DESLOCAMENTO VERTICAL DA MODELAGEM INICIAL DO PERFIL II

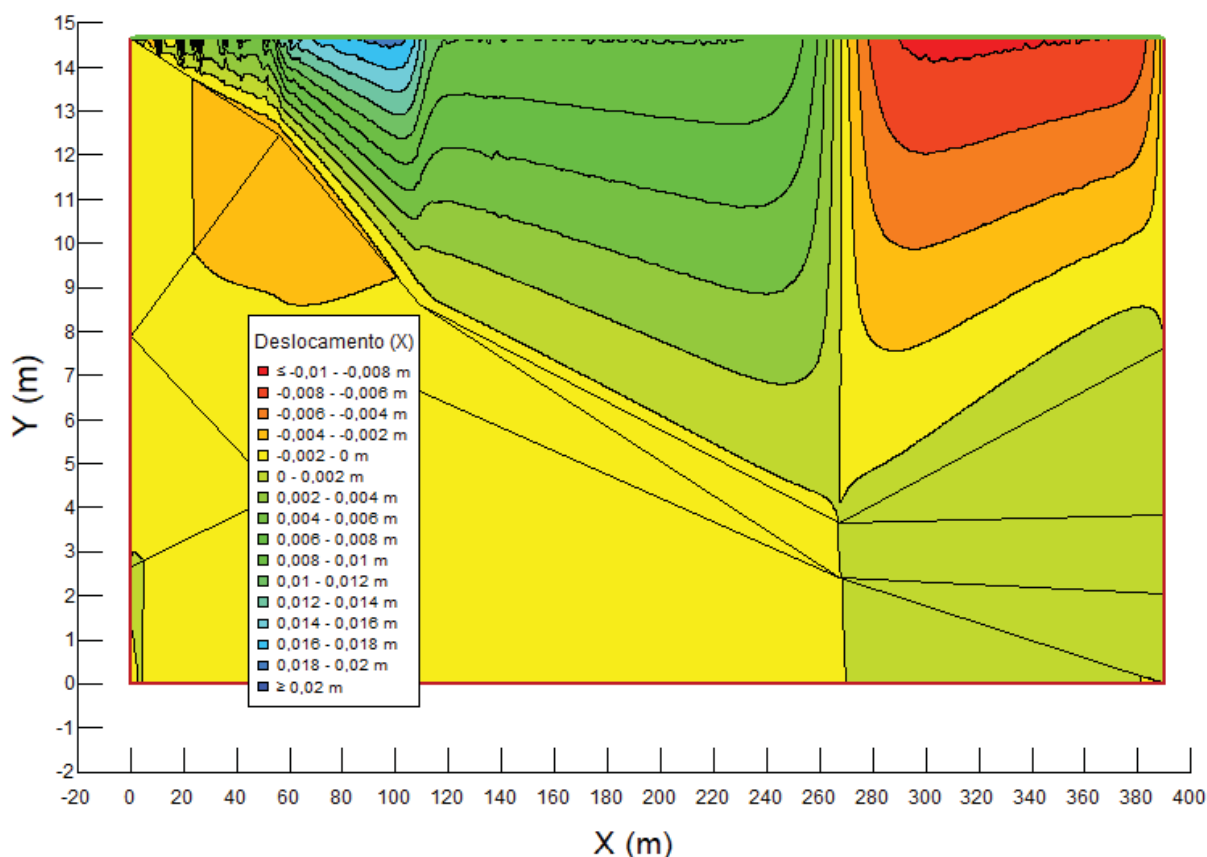


FONTE: O autor (2020).

Conforme exposto na FIGURA 38, o maior deslocamento no eixo y, marcado com contornos avermelhados, ocorreu na parte superior da camada compressível. O valor máximo obtido pelo *software* foi de 1064,5 mm, enquanto o medido em campo, na placa PR 08, foi de 408 mm.

Os valores máximos calculados de deslocamento vertical, obtidos no modelo numérico, não coincidem com os valores obtidos nas placas de recalque (*in situ*), conforme exposto na FIGURA 39. Portanto, foi necessário determinar o ponto (coordenadas) correspondente a placa de recalque dentro do perfil modelado. Para tal foi medido, a partir do projeto, as coordenadas no eixo x e y dos instrumentos, desta forma, foi possível aferir o deslocamento na região da placa de recalque.

FIGURA 39 – RESULTADO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO MODELO NUMÉRICO INICIAL



FONTE: O autor (2020).

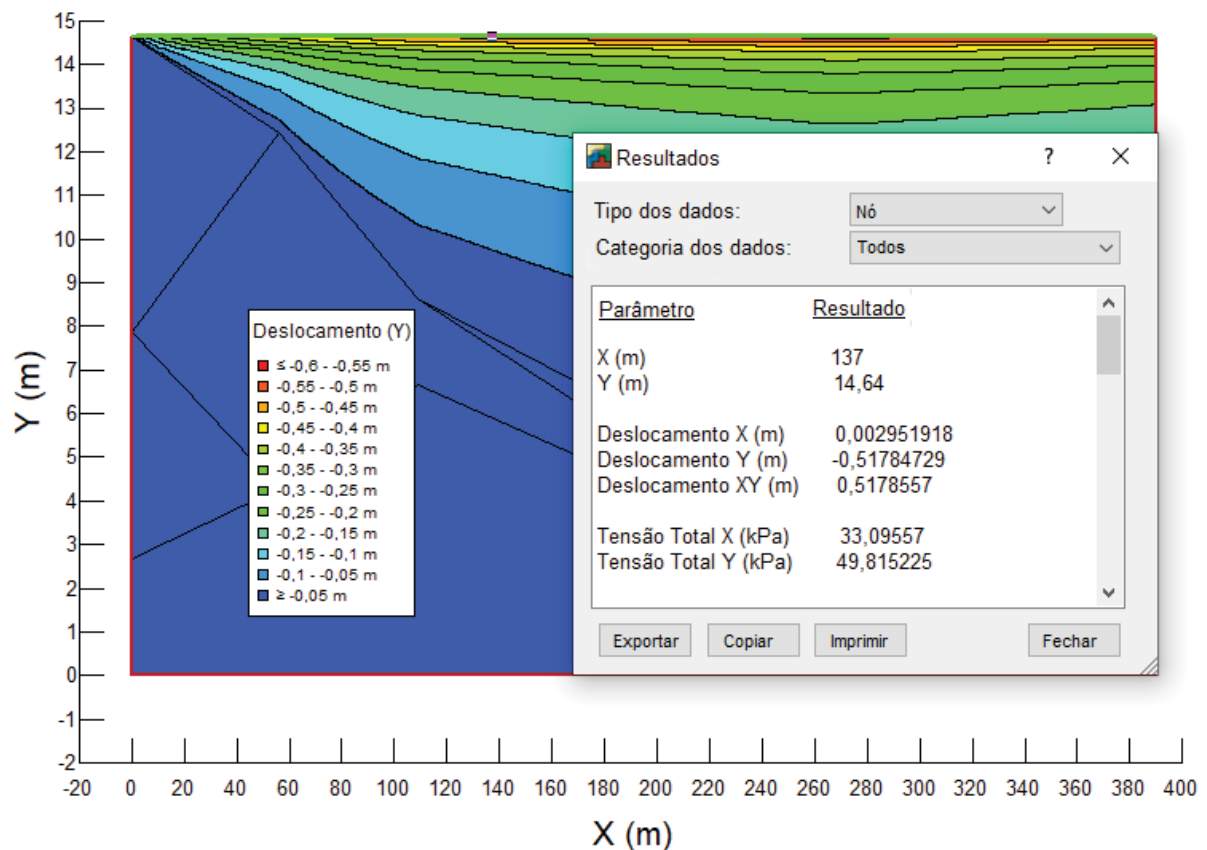
É possível observar, na FIGURA 39, que os maiores módulos de deslocamento horizontal ocorrem nas regiões com contornos na cor azul (sentido positivo) e vermelho (sentido negativo), enquanto as áreas com cores amareladas apresentaram pouca ou nenhuma movimentação. A diferença constatada deve-se ao sentido do deslocamento, pois ambas as movimentações ocorrem da parte superior para a inferior dos planos inclinados, formado pela camada rígida abaixo do solo mole. Além disso o valor máximo encontrado para o deslocamento horizontal foi de 21,42 mm, enquanto o aferido em campo, na placa PR 08, foi de 217,1 mm.

O instrumento PR 08 encontra-se, aproximadamente, no ponto localizado a 137 m (eixo X) e 14,64 m (eixo Y). Nesta posição o *software* estimou um deslocamento vertical de 916,18 mm, valor divergente com o medido em campo (408 mm), assim, a partir destes resultados, o módulo de compressão foi alterado até atingir o valor medido em campo.

Foi necessário reduzir o módulo de compressão (λ), consecutivamente, até atingir o valor do deslocamento vertical de campo. Entretanto, na formulação de Cam-Clay, o valor do módulo de compressão deve ser superior ao de descompressão (k), e estes são calculados a partir do índice de compressão (C_c) e descompressão (C_s), respectivamente.

Esta condicionante inviabilizou a calibração do modelo com a placa PR 08, a qual permitiu reduzir o valor de λ até 0,10364, que resultou em um deslocamento vertical de 517,85 mm (FIGURA 40). Este resultado já era esperado devido à proximidade dos valores de recalque e deslocamento horizontal apresentados na TABELA 17. A divergência entre o valor encontrado, no Geostudio com o valor medido, obrigou a realização da tentativa de calibrar o modelo computacional com a placa PR 05.

FIGURA 40 – CALIBRAÇÃO PR 08

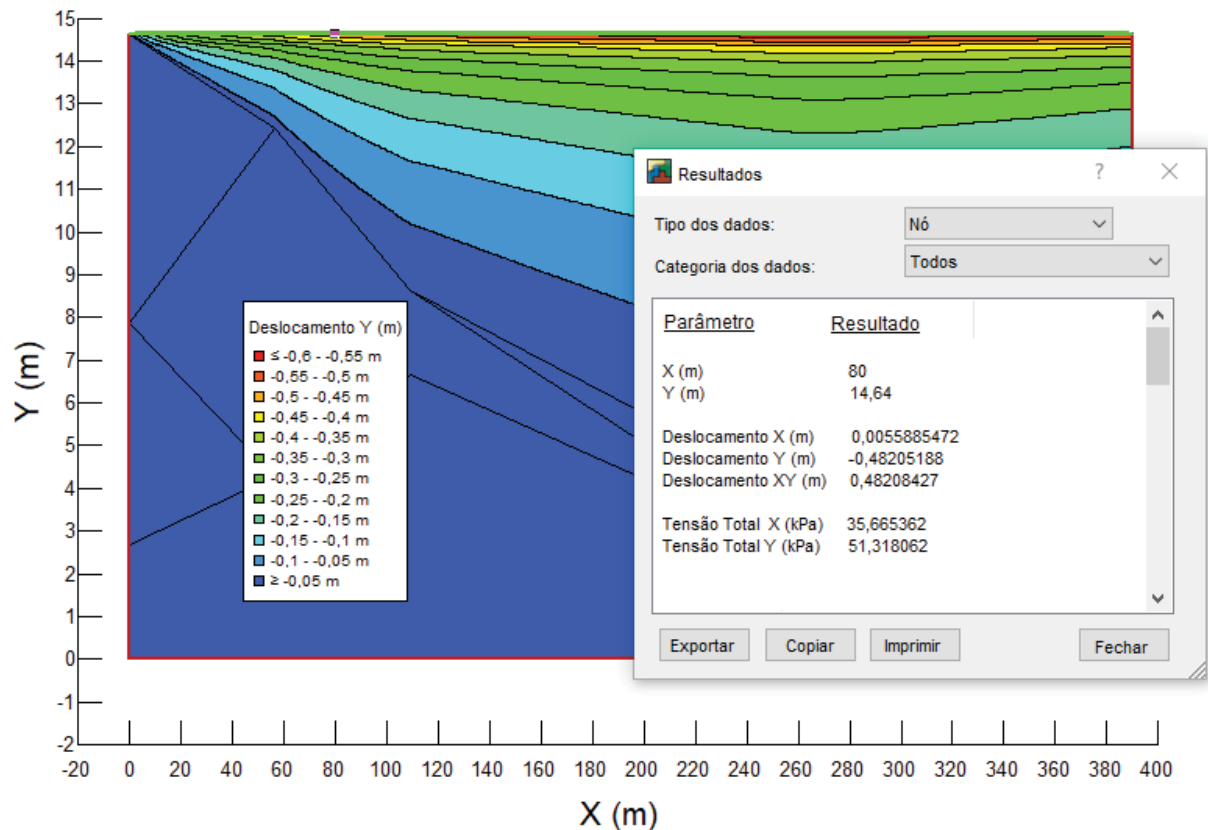


FONTE: O autor (2020).

O instrumento está localizado a 80 m (eixo X) e 14,64 m (eixo Y), e, apresentou um deslocamento vertical de 482 mm. Após sucessivas variações o

valor, do módulo de compressão, que mais se aproximou do recalque de campo foi de 0,1226, o qual obteve resultado de 482,05 mm de deslocamento vertical e 5,58 mm de deslocamento horizontal (FIGURA 41).

FIGURA 41 – CALIBRAÇÃO PR 05



FONTE: O autor (2020).

Embora o recalque tenha sido atingido, com a variação do índice de compressão, o deslocamento horizontal obteve resultado inferior ao medido em campo. O valor encontrado de λ é correspondente a um índice de compressão (C_c) de 0,282, resultado que se enquadra nos solos de Recife e Rio Grande (TABELA 9)

Apesar do deslocamento horizontal e vertical significativo do solo compressível, houve pouco ou nenhum deslocamento nas outras camadas, fato que justificou a substituição dos solos, por uma única camada homogênea de, com material de alta rigidez. Desta forma foi possível focar a pesquisa no solo mole, além de facilitar a variação geométrica que foi realizada no modelo numérico.

Com o valor do módulo de compressão obtido na calibração foi realizada a aferição no perfil HH e DD. Esta etapa tem como objetivo verificar se o resultado

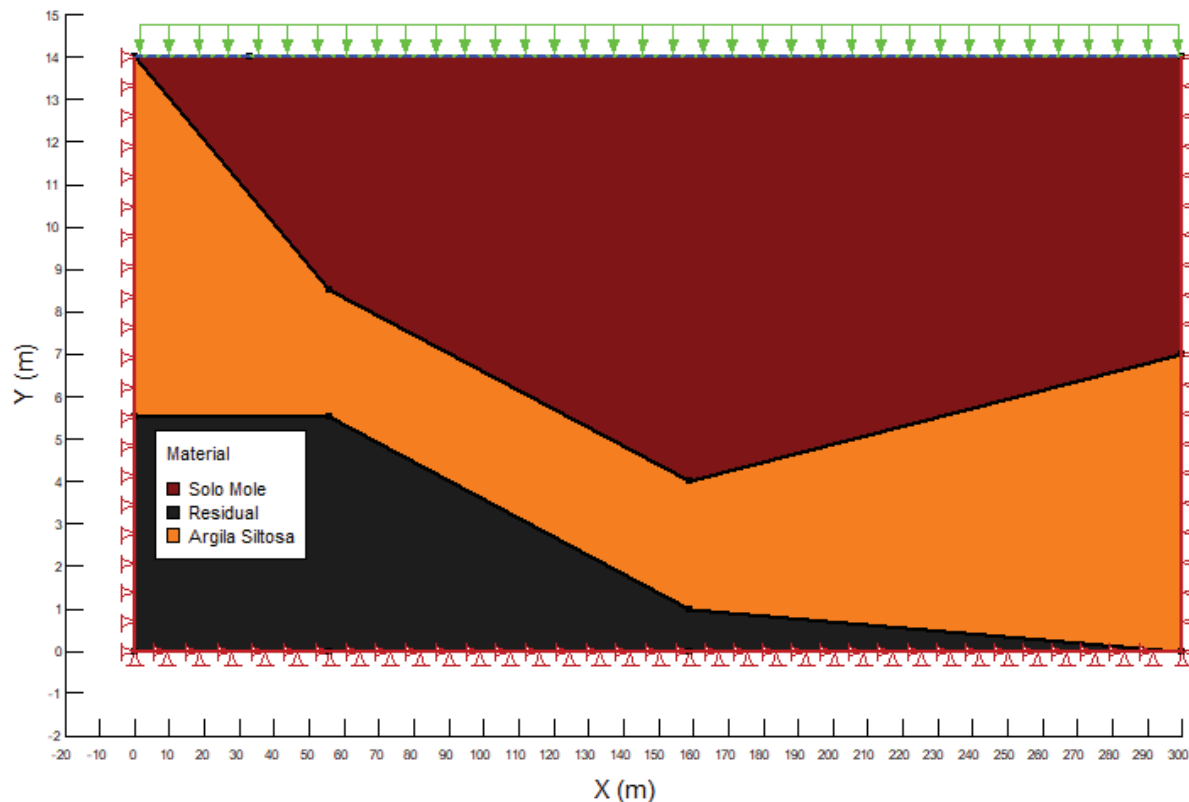
encontrado na calibração apresenta concordância com a realidade, e, se pode ser reutilizado em casos com condições semelhantes.

5.2 AFERIÇÃO DO MODELO

A etapa de aferição teve como objetivo verificar se houve concordância entre o parâmetro encontrado na retroanálise, realizada na calibração, e outros perfis do terreno. Além disso, essa avaliação permitiu verificar se houve correspondência entre o fenômeno observado em campo e a hipótese, o que permitiu repetir o processo em ambientes semelhantes.

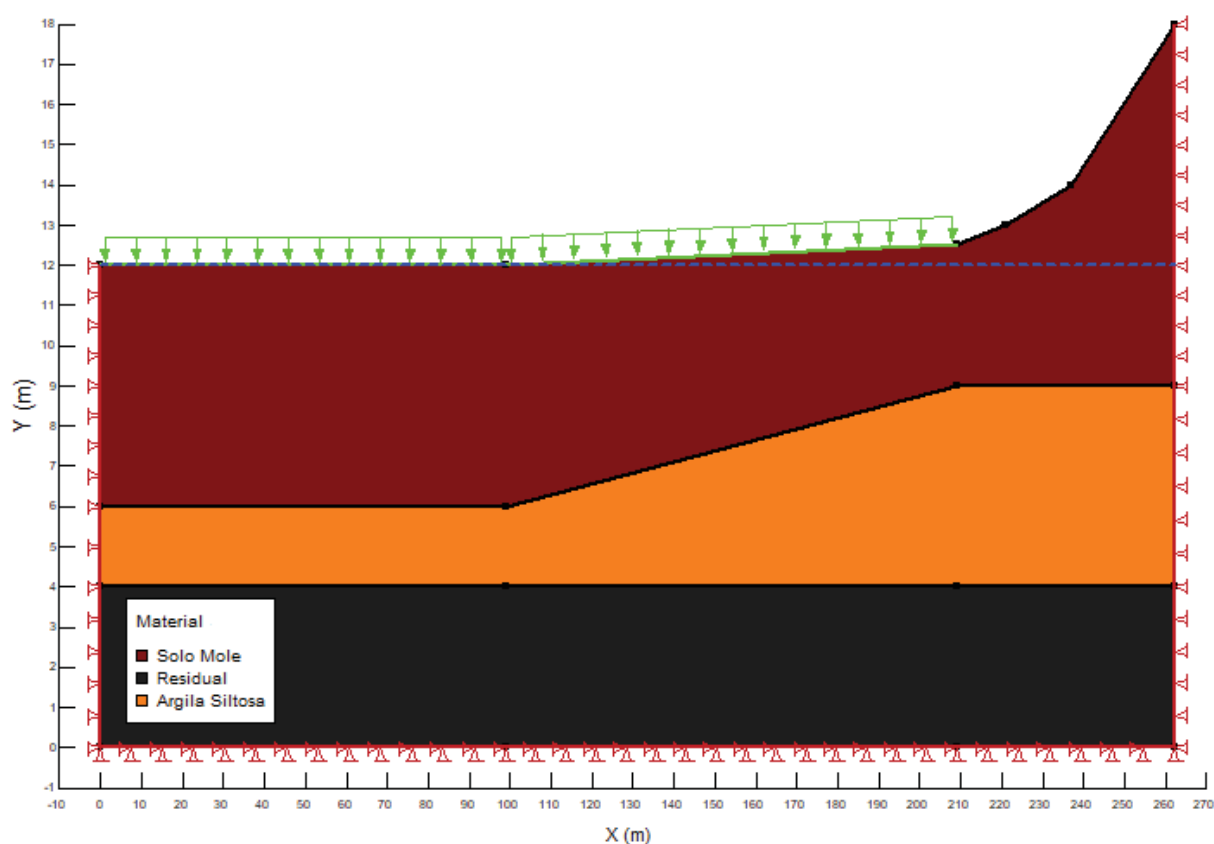
Semelhante a calibração, o perfil HH e DD (FIGURA 27 e FIGURA 28) foram reproduzidos no *software* e todos os parâmetros foram importados da TABELA 13, entretanto, devido a identificação da sondagem foi utilizado um número menor de materiais nos modelos, conforme exposto na FIGURA 42 e FIGURA 43.

FIGURA 42 – MODELO NUMÉRICO DO PERFIL HH



FONTE: O autor (2020).

FIGURA 43 – MODELO NUMÉRICO DO PERFIL DD



FONTE: O autor (2020).

O perfil HH (FIGURA 42) contém aproximadamente 10 metros de espessura de solo mole em sua camada mais espessa e inclinação de 9,71% (5,55°), enquanto o perfil DD (FIGURA 43) apresenta 6 metros de espessura, trecho carregado e inclinação de 2,73% (1,56°). Ambos os perfis apresentam espessura de solo mole inferior ao perfil II, além de possuírem diferenças na inclinação da camada abaixo do solo compressível, que apresenta uma inclinação média de 4,12% (2,36°).

Devido a locação dos perfis serem distintas do perfil II, foi necessário locar a placa PR 05 nos perfis HH e DD. Para determinar a posição do instrumento foi realizado o mesmo processo descrito no item 5.1, que determinou os seguintes pontos:

- Perfil HH: 33 m (eixo X) e 14 m (eixo Y);
- Perfil DD: 77 m (eixo X) e 12 m (eixo Y).

Após a determinação dos pontos de aferição foi possível dar sequência aos cálculos do modelo computacional. Com a finalidade de apresentar todos os resultados da calibração e aferição foi elaborado a TABELA 18.

TABELA 18 – RESUMO DOS RESULTADOS DE CALIBRAÇÃO E AFERIÇÃO

Perfil	Instrumento	Etapas	Módulo de compressão (λ)	Coordenadas	Desl. Horizontal (mm)	Desl. Vertical (mm)
II	PR 05	Inicial	0,37942	(80;14,64)	17,94	745,65
II	PR 08	Inicial	0,37942	(137;14,64)	9,57	916,18
II	PR 08	Calibração (tentativa)	0,10364	(137;14,64)	2,95	517,85
II	PR 05	Calibração	0,1226	(80;14,64)	5,58	482,05
HH	PR 05	Aferição	0,1226	(33;14,64)	8,63	457,73
DD	PR 05	Aferição	0,1226	(73;12)	0	409,66

FONTE: O autor (2020).

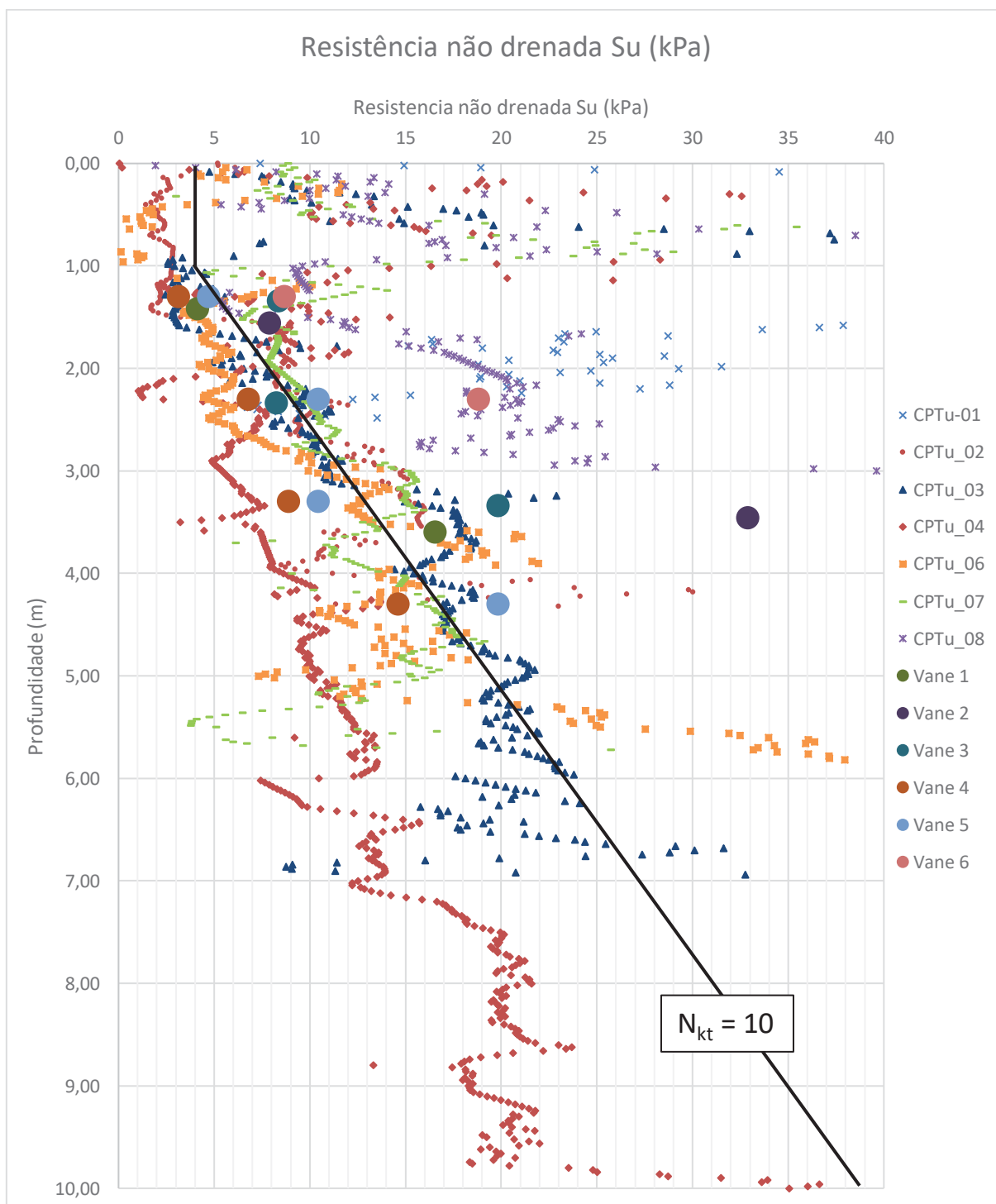
Apesar dos resultados de deslocamento horizontal não convergirem com o medido em campo, a estimativa de recalque no perfil HH apresentou diferença 24,27 mm (5,04%) em relação a placa PR 05, enquanto a previsão de deslocamento do perfil DD obteve diferença de 1,66 mm (0,41%) em relação a placa PR 08.

Os valores de deslocamento vertical foram utilizados como referência de calibração e aferição, pois os métodos incorporados no software de análise apresentam boa precisão e maior segurança para estimar os deslocamentos verticais. Desta forma, com base nestes resultados foram realizadas as variações previstas na inclinação e espessura.

5.3 VERIFICAÇÃO DE RUPTURA

Para determinar a resistência não drenada do solo mole foi realizada a interpretação dos resultados obtidos nas sondagens do tipo *Vane Test*, em conjunto com os resultados obtidos nos ensaios CPTU. Para determinar o valor da resistência não drenada foi utilizada a equação 17 e as formulações apresentadas no item 2.2.2. Os resultados, de acordo com a profundidade, estão expostos no GRÁFICO 1.

GRÁFICO 1 – PERFIL DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA



FONTE: O autor (2020).

Devido à similaridade dos resultados, dos ensaios CPTU, *Vane Test* e outros resultados obtidos na literatura, foi assumido o valor de 4 kPa de resistência não drenada até a profundidade de 1 metro. Após o primeiro metro os ensaios apresentaram crescimento da resistência não drenada com o aumento da

profundidade, portanto, foi estabelecido uma reta crescente até a profundidade máxima do ensaio.

Após a definição do valor da resistência não drenada, foi realizada a verificação do fator de segurança contra à expulsão de solo mole, e, altura admissível do aterro. Devido a variação de espessura e aumento da resistência não drenada, com o aumento da profundidade, foram realizadas verificações a cada 2 metros de profundidade (TABELA 19).

TABELA 19 – FATOR DE SEGURANÇA NAS DIFERENTES ESPESSURAS DE SOLO MOLE

Espessura (m)	Fator de segurança contra a expulsão
1	1,29
3	1,05
5	1,28
7	1,52
9	1,72
10	1,98

FONTE: O autor (2020).

Os fatores de segurança calculados foram inferiores a 1,3 até a profundidade de 5 metros, e o menor valor encontrado foi de 1,05 na profundidade de 3 metros, pois nesta profundidade a um aumento desproporcional entre o empuxo ativo e a resistência não drenada do solo. Após os cinco metros houve aumento progressivo no fator de segurança encontrado. Entretanto, na profundidade 3 metros, o fator de segurança se aproxima muito do valor 1, o que sugere uma possibilidade alta de ocorrência do mecanismo de expulsão lateral do solo mole.

O mesmo procedimento foi realizado para calcular a altura admissível do aterro. Entretanto, devido a variação da altura da camada, foi utilizada a resistência não drenada média referente à espessura de solo compressível (TABELA 20).

TABELA 20 – ALTURA ADMISSÍVEL DE ATERRO NAS DIFERENTES ESPESSURAS DE SOLO MOLE

Espessura (m)	Su (kPa)	h_{adm}
1	4	0,74
3	6,67	1,24
5	10	1,85
7	13,86	2,57
9	17,78	3,29
10	21,55	3,99

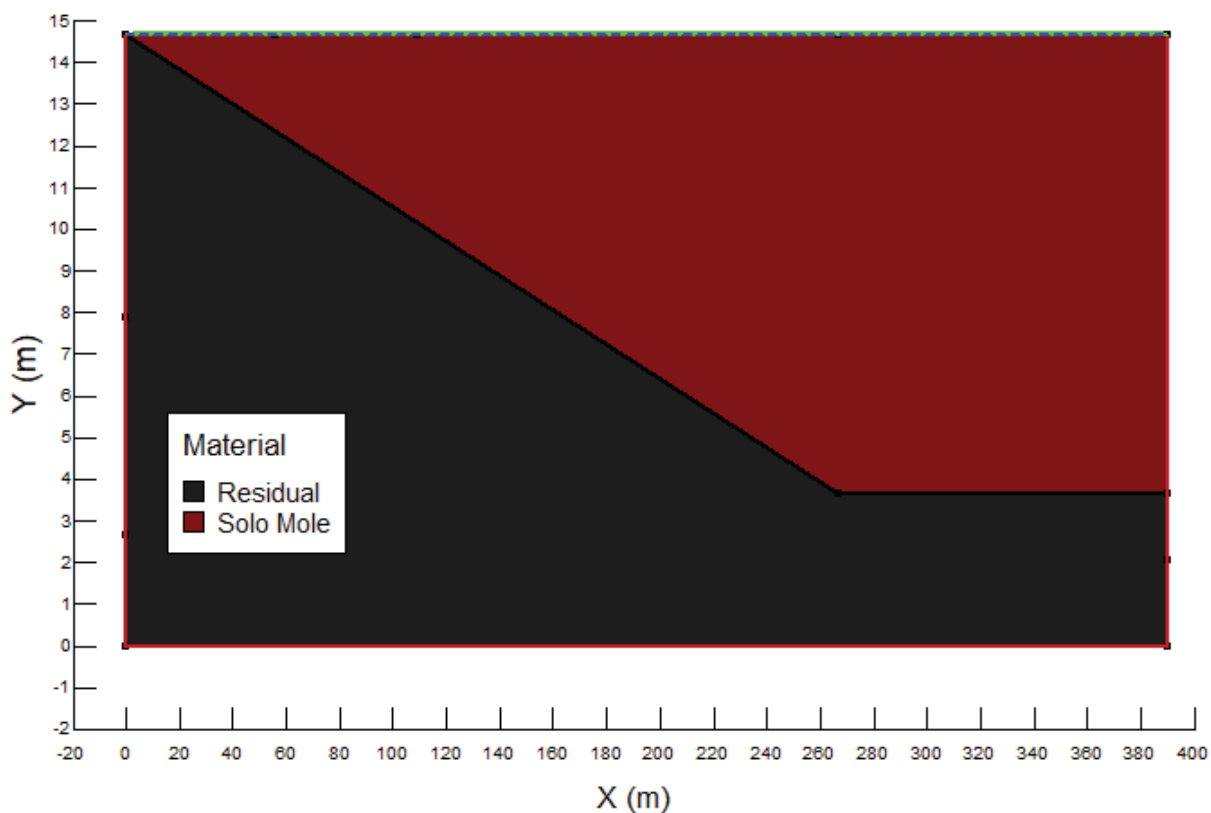
FONTE: O autor (2020).

Para um fator de segurança de 1,5 e N_c igual a 5, a altura admissível do aterro variou de 74 centímetros a 3,99 metros para a condição inicial do solo. Entretanto este valor é proporcional ao valor da resistência não drenada, e, serve apenas como referência devido à grande variabilidade identificada nos ensaios de campo e laboratório.

5.4 VARIAÇÃO DA INCLINAÇÃO

Após a calibração foi desenvolvido o modelo hipotético baseado no perfil II. A inclinação variável apresentada na seção transversal (FIGURA 26) foi substituída pela inclinação média e foram utilizadas apenas duas camadas de solo para a avaliação do deslocamento, conforme exposto no item 5.1. Desta forma foi possível elaborar o perfil inicial apresentado na FIGURA 44.

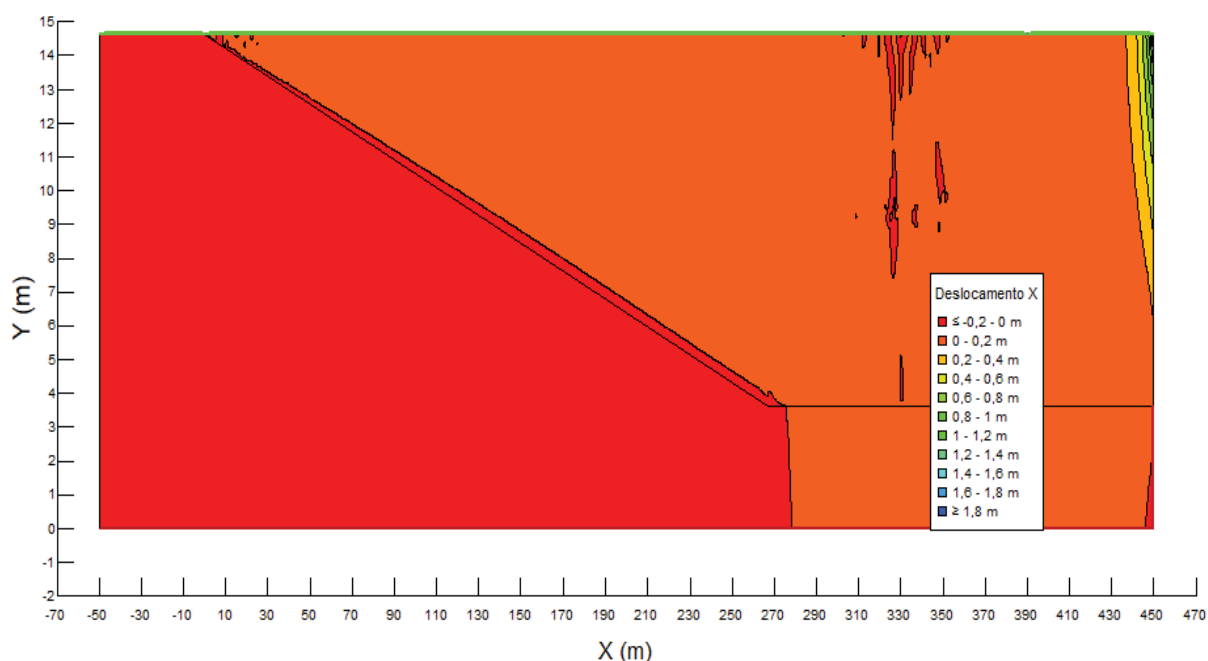
FIGURA 44 – PERFIL HIPOTÉTICO INICIAL



FONTE: O autor (2020).

Adicionalmente, foi realizado uma variação no modelo hipotético, a qual, as bordas fixas nas laterais do modelo foram retiradas (FIGURA 45), e, essa alteração faz com que o solo se desloque livremente no sentido horizontal, quando submetido a tensão do aterro. O objetivo desta variação foi verificar a influência das bordas no deslocamento horizontal.

FIGURA 45 – MODELO HIPOTÉTICO COM BORDAS LATERAIS LIVRES



FONTE: O autor (2020).

Conforme exposto na FIGURA 45, ao retirar as bordas fixas laterais, o deslocamento horizontal ocorre na extremidade do aterro, fato que não reflete o observado *in loco*, pois foram constatadas movimentações horizontais no centro do aterro. Desta forma, as variações geométricas foram realizadas no modelo com bordas laterais fixas, que foi apresentado na FIGURA 44.

A partir do Perfil Hipotético Inicial (FIGURA 44) foram realizadas variações na inclinação, com acréscimo máximo de 40° no ângulo inicial do perfil e espessura constante de 11 metros. As inclinações utilizadas estão apresentadas na TABELA 21.

TABELA 21 – VARIAÇÕES NA INCLINAÇÃO DO PERFIL INICIAL

Varição	Inclinação ($^\circ$)	Espessura de solo mole (m)
Perfil Inicial	2,36	11
Acréscimo de $2,5^\circ$	4,86	11
Acréscimo de 5°	7,36	11
Acréscimo de 10°	12,36	11
Acréscimo de 20°	22,36	11
Acréscimo de 30°	32,36	11
Acréscimo de 40°	42,36	11

FONTE: O autor (2020).

Após a conclusão das alterações geométricas, foi realizado o cálculo dos deslocamentos no programa em que os resultados obtidos estão contidos na TABELA 22. Entretanto, a coordenada referente a placa PR 05 perdeu a validade devido as alterações geométricas neste modelo. Desta forma os deslocamentos verticais e horizontais máximos de cada modelo foram anotados e constam na TABELA 22.

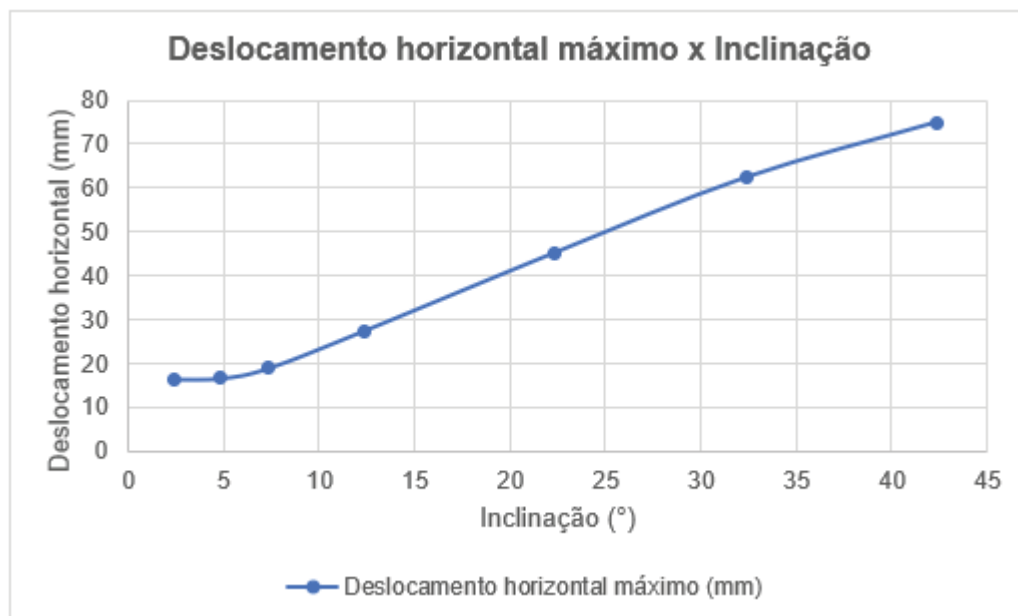
TABELA 22 – RESULTADO DAS VARIAÇÕES NA INCLINAÇÃO COM ESPESSURA DE 11 METROS

Inclinação (°)	Deslocamento horizontal máximo (mm)	Deslocamento vertical máximo (mm)
2,36	16,43	592,69
4,86	16,64	592,86
7,36	18,95	593,7
12,36	27,44	593,64
22,36	45,29	595,03
32,36	62,4	594,81
42,36	74,95	595,21

FONTE: O autor (2020).

Na TABELA 22 é possível verificar que houve acréscimo no valor do deslocamento horizontal com o aumento da inclinação e o gráfico desenvolvido, a partir dos resultados, configura uma função não linear crescente (GRÁFICO 2).

GRÁFICO 2 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DO PERFIL NA ESPESSURA DE 11 METROS

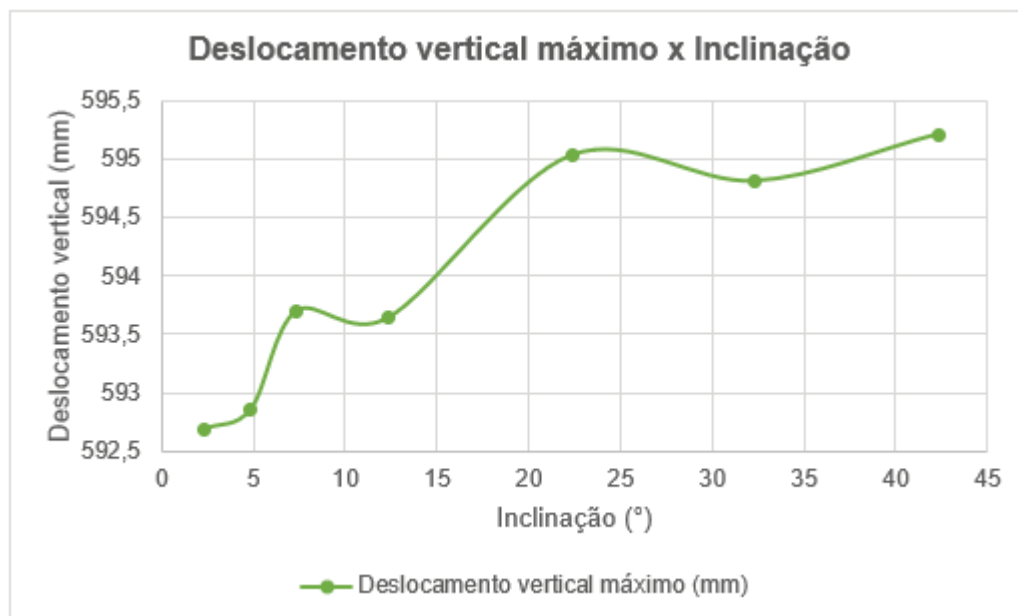


FONTE: O autor (2020).

Apesar da pequena variação entre os dois primeiros pontos do GRÁFICO 2 (ângulo inicial e primeiro acréscimo), ao comparar o resultado da maior inclinação (42,36°) do perfil com o modelo inicial, houve variação de 58,52 mm. Essa variação representa um aumento de aproximadamente 356,18%.

Entretanto, o deslocamento vertical máximo não apresentou crescimento contínuo. Houve crescimento de 2,36° até 22,36°, com decréscimo aos 32,36° e retorno do crescimento no ângulo de 42,36° (GRÁFICO 3).

GRÁFICO 3 – DESLOCAMENTO VERTICAL COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DO PERFIL NA ESPESSURA DE 11 METROS

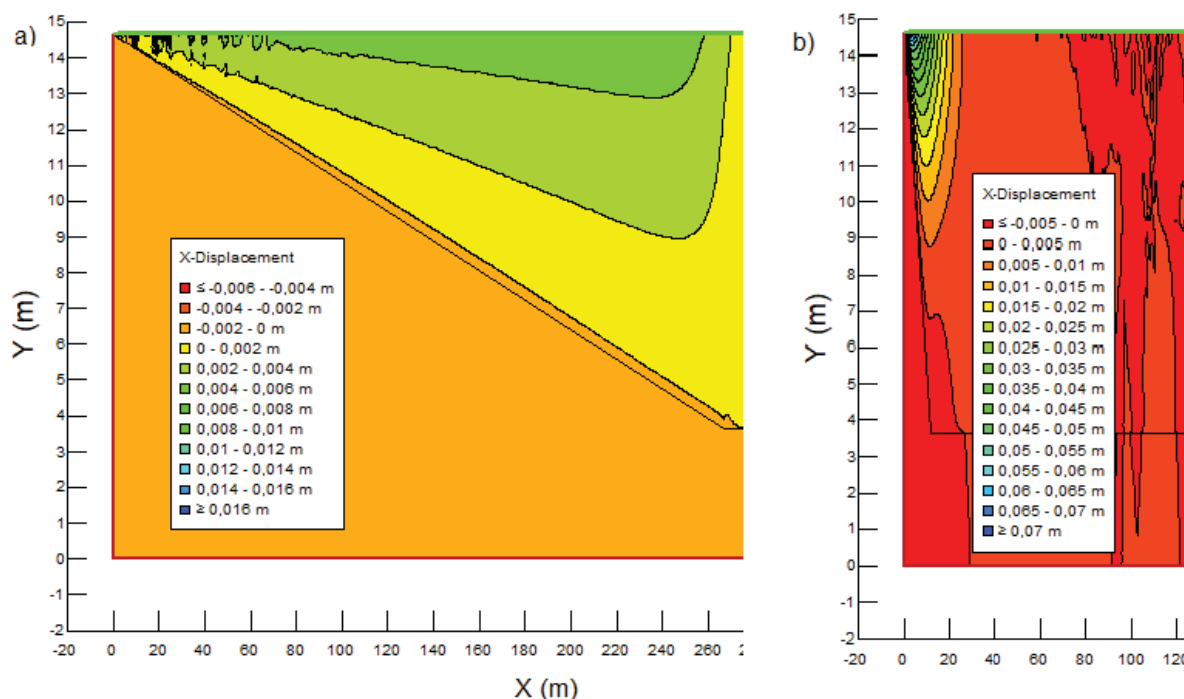


FONTE: O autor (2020).

O recalque final da camada variou 2,52 mm, em relação ao modelo com menor inclinação, que representa 0,43% de aumento, resultado inferior ao apresentado no deslocamento horizontal.

Além do aumento do deslocamento horizontal, foi possível observar que os maiores deslocamentos horizontais ocorreram no solo próximo a superfície, com movimentação até 4 metros de profundidade. A FIGURA 46 apresenta os deslocamentos horizontais dos modelos com inclinação de 2,36° (a) e 42,36° (b).

FIGURA 46 – FAIXAS DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS



FONTE: O autor (2020).

Com o intuito de quantificar o comprimento da faixa de deslocamento horizontal, foi extraído do *software* a distância, aproximada, do topo do trecho inclinado até o local em que houve movimentação mínima de 5 mm. Para apresentar os dados de todas as inclinações (apresentado parcialmente na FIGURA 46) foi elaborada a TABELA 23.

TABELA 23 – EXTENSÃO DA FAIXA DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Inclinação (°)	Comprimento aproximado da faixa de deslocamento horizontal (m)
2,36	257
4,86	130
7,36	90
12,36	60
22,36	40
32,36	30
42,36	25

FONTE: O autor (2020).

Ao verificar o comprimento das faixas de deslocamento horizontal, TABELA 23, percebe-se que com o aumento da inclinação há redução no comprimento da faixa de deslocamento horizontal, além da aproximação entre os pontos com maior deslocamento e o início do trecho inclinado. Isto indica que com o aumento da inclinação os deslocamentos horizontais se elevam, mas tendem a ocorrer nas regiões em que a espessura de solo compressível é inferior.

Em relação ao deslocamento vertical das camadas, não houve alteração no posicionamento dos maiores deslocamentos e na geometria das áreas.

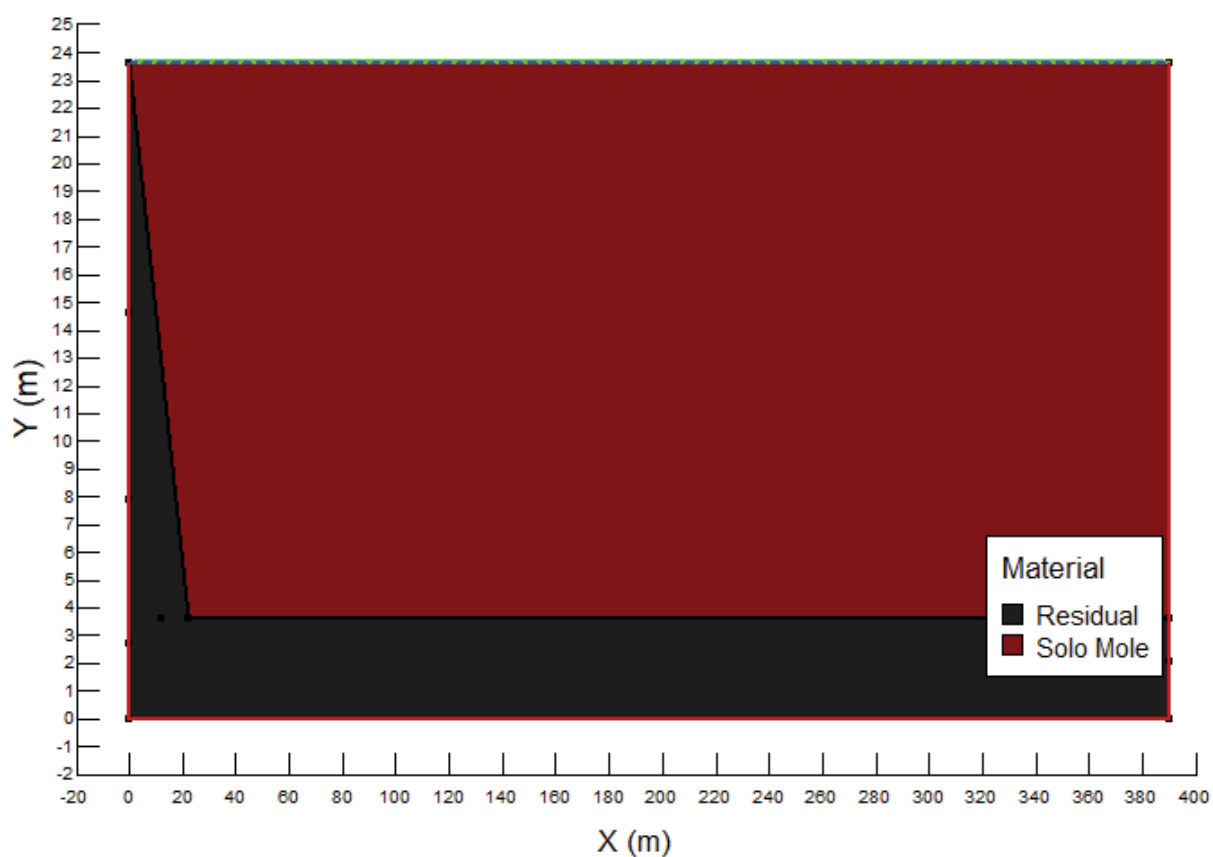
5.5 VARIAÇÃO DA ESPESSURA

Com a realização das variações de inclinação foram realizadas três alterações na espessura de solo mole, que totalizaram 4 espessuras distintas por ângulo analisado. O conjunto de variações totalizou 28 modelos numéricos além dos 3 que foram submetidos a calibração e aferição.

A primeira tentativa de realizar a modificação na espessura foi feita com um acréscimo de solo na superfície do modelo. Foram realizadas simulações com os ângulos todos os ângulos previstos para o estudo, entretanto, percebeu-se que, além dos modelos não refletirem condições semelhantes às encontradas em campo, havia redução no acréscimo de tensões atuantes sobre a camada rígida. Este fato transformava uma constante (tensão do aterro) em uma variável que não é objeto do presente estudo.

Desta forma foi necessário deslocar o trecho inclinado e prolongá-lo até a superfície do solo, conforme exposto na FIGURA 47. Para tal, foi calculado a coordenada no eixo X que resultasse no ângulo determinado. Após essa etapa foi reposicionado a carga do aterro e o nível do lençol freático para a parte superior do modelo.

FIGURA 47 – MODELO COM 42,36° E 20 METROS DE ESPESSURA



FONTE: O autor (2020).

Com a conclusão das variações geométricas, foram efetuados os cálculos de deslocamento horizontal, conforme exibido na TABELA 24.

TABELA 24 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL COM AS VARIAÇÕES DE ESPESSURA

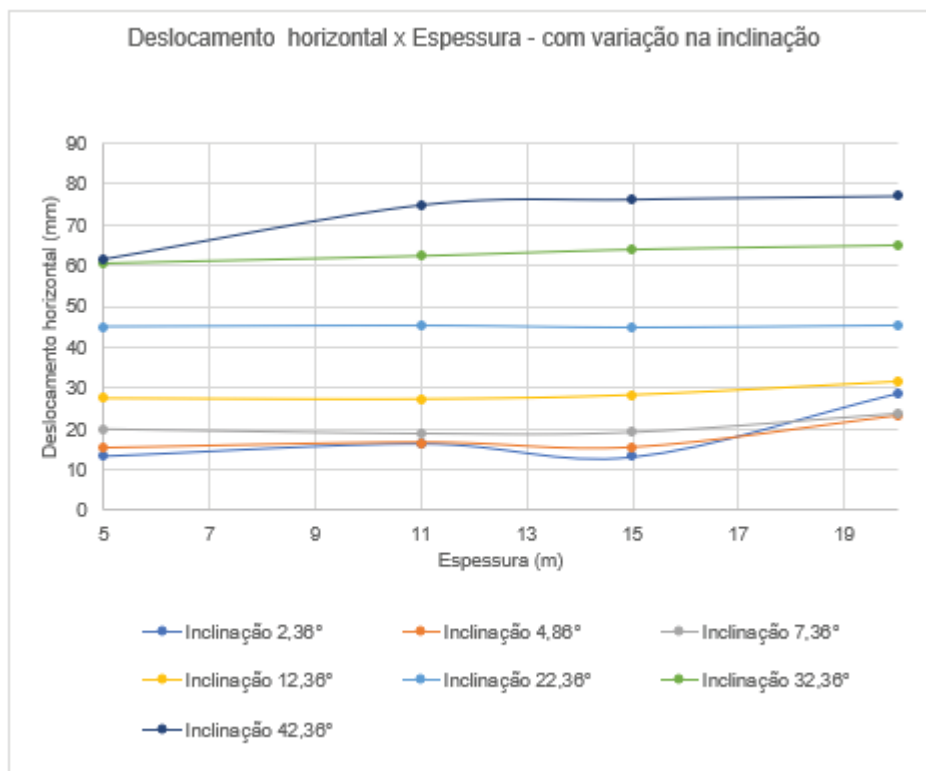
Inclinação (°)	Deslocamento horizontal (mm) - Espessura de 5m	Deslocamento horizontal (mm) - Espessura de 11m	Deslocamento horizontal (mm) - Espessura de 15m	Deslocamento horizontal (mm) - Espessura de 20m
2,36	13,43	16,43	13,22	28,53
4,86	15,25	16,64	15,39	23,36
7,36	19,97	18,95	19,26	23,58
12,36	27,6	27,44	28,42	31,6
22,36	45,11	45,29	44,94	45,32
32,36	60,43	62,4	64,1	65,23
42,36	61,52	74,95	76,34	77,16

FONTE: O autor (2020).

Ao analisar a TABELA 24, em todas as espessuras houve aumento do deslocamento horizontal, conforme exposto no item 5.3. A espessura que apresentou maior variação, em relação a inclinação inicial com a final, foi a de 15 metros, que exibiu aumento de 63,12 mm (477,46%), pois passou de 13,22 mm para 76,34 mm de deslocamento, enquanto as espessuras de 5, 11 e 20 metros obtiveram diferença do deslocamento inicial para o final de 48,09 mm (358,08%), 58,52 mm (356,18%), 48,63mm (170,45%), respectivamente.

Os resultados constataram aumento do deslocamento horizontal com o aumento da espessura de solo mole, quando comparado com os 5 e 20 metros de espessura. Entretanto, a evolução das movimentações do solo nas variações de espessura foi inferior as constatadas no aumento da inclinação, além de alguns pontos apresentarem decréscimo no valor do deslocamento (GRÁFICO 4).

GRÁFICO 4 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL X ESPESSURA – COM VARIAÇÃO NA INCLINAÇÃO



FONTE: O autor (2020).

O GRÁFICO 4 apresenta os resultados apresentados na TABELA 24, e é possível observar que, em todas as inclinações, há crescimento do deslocamento, se comparar o resultado de 20 metros com 5 metros de espessura. Porém nas inclinações de 2,36°, 4,86°, 7,36°, 12,36° e 22,36° há pontos de queda do valor do deslocamento. Como foi identificado no item 5.3, a inclinação da camada subjacente provoca aumento significativos (aumento de 170,45% a 477,46%) nos valores encontrados de deslocamento, fato que explica o deslocamento das funções para patamares mais elevados.

Semelhante ao realizado, nos dados de deslocamento horizontal, foi elaborado a TABELA 25 para apresentar os resultados obtidos de deslocamento vertical.

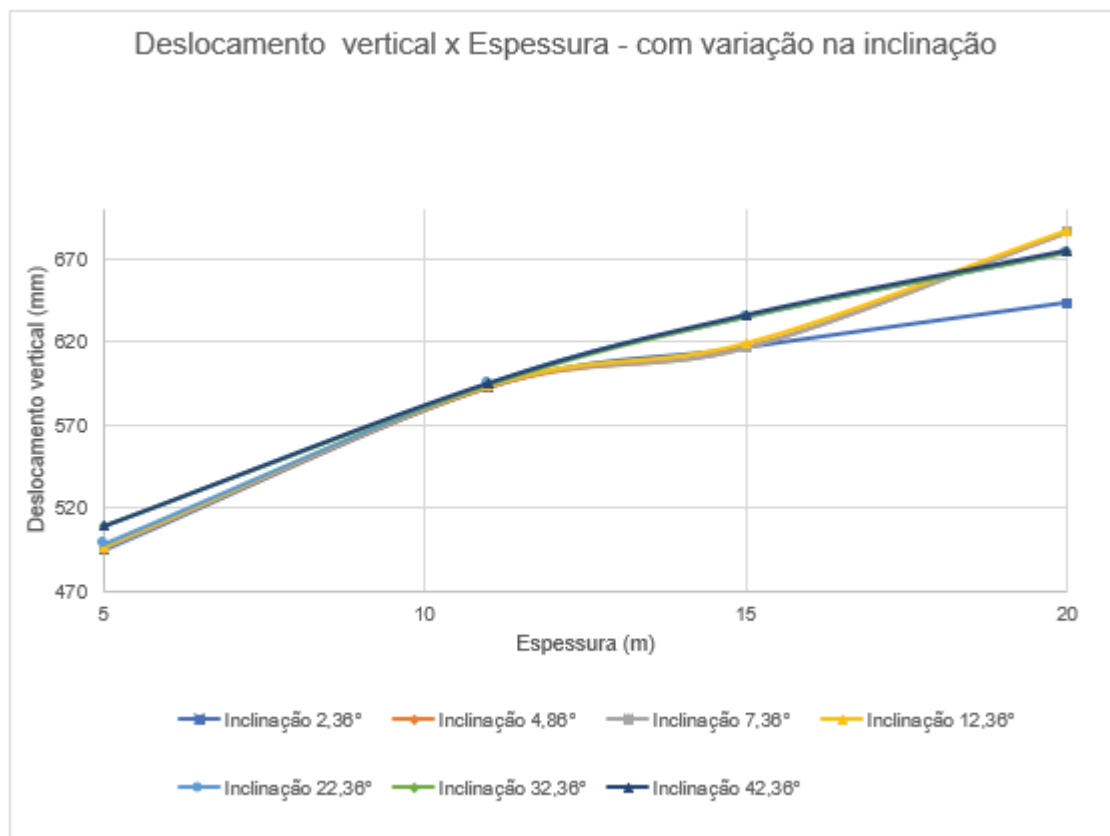
TABELA 25 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO VERTICAL COM AS VARIAÇÕES DE ESPESSURA

Inclinação (°)	Deslocamento vertical (mm) - Espessura de 5m	Deslocamento vertical (mm) - Espessura de 11m	Deslocamento vertical (mm) - Espessura de 15m	Deslocamento vertical (mm) - Espessura de 20m
2,36	495,22	592,69	616,51	643,35
4,86	495,69	592,86	616,62	686,19
7,36	496,01	593,7	616,73	686,35
12,36	496,94	593,64	619,01	686,92
22,36	498,62	595,03	634,91	673,68
32,36	509,51	594,81	635,49	674,23
42,36	509,17	595,21	636	674,68

FONTE: O autor (2020).

Ao contrário dos resultados obtidos com o deslocamento horizontal, o deslocamento vertical não apresentou pontos de queda, e, exibiu aumento em todas as inclinações. Entre todos os dados apresentados na TABELA 25, o que mais sofreu aumento foi o modelo com 7,36° que cresceu 38,37% na sua maior espessura, em relação ao modelo com a camada compressível mais esbelta.

GRÁFICO 5 – DESLOCAMENTO VERTICAL X ESPESSURA – COM VARIAÇÃO NA INCLINAÇÃO



FONTE: O autor (2020).

No GRÁFICO 5 fica explícito a similaridade do crescimento do valor de deslocamento vertical com o aumento da espessura de solo compressível, pois as funções desenvolvidas tem característica não linear crescente. Isso indica que, nesse fenômeno, a inclinação possui menor influência que a espessura, visto que em vários pontos do GRÁFICO 5 há sobreposição de valores.

O item 5.6 apresenta-se o cálculo da correlação entre os resultados, para quantificar a influência entre as variáveis do estudo.

5.6 CORRELAÇÕES

Segundo Gujarati e Porter (2011), a análise de correlação tem como objetivo principal medir o grau de associação linear (força) entre duas variáveis. Para verificar a relação linear entre as variáveis (inclinação e espessura), foi utilizado o coeficiente de correlação de Pearson (r).

O coeficiente de correlação pode variar de -1 a 1, onde o extremo negativo representa a perfeita relação entre as variáveis de uma função linear decrescente, e, o extremo positivo indica a perfeita relação entre as variáveis de uma função linear crescente.

O valor nulo indica a inexistência, ou, a fraca relação entre as variáveis e, para os valores intermediários, é possível utilizar a classificação apresentada na TABELA 26.

TABELA 26 – CLASSIFICAÇÃO DO VALOR DO COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO DE PEARSON

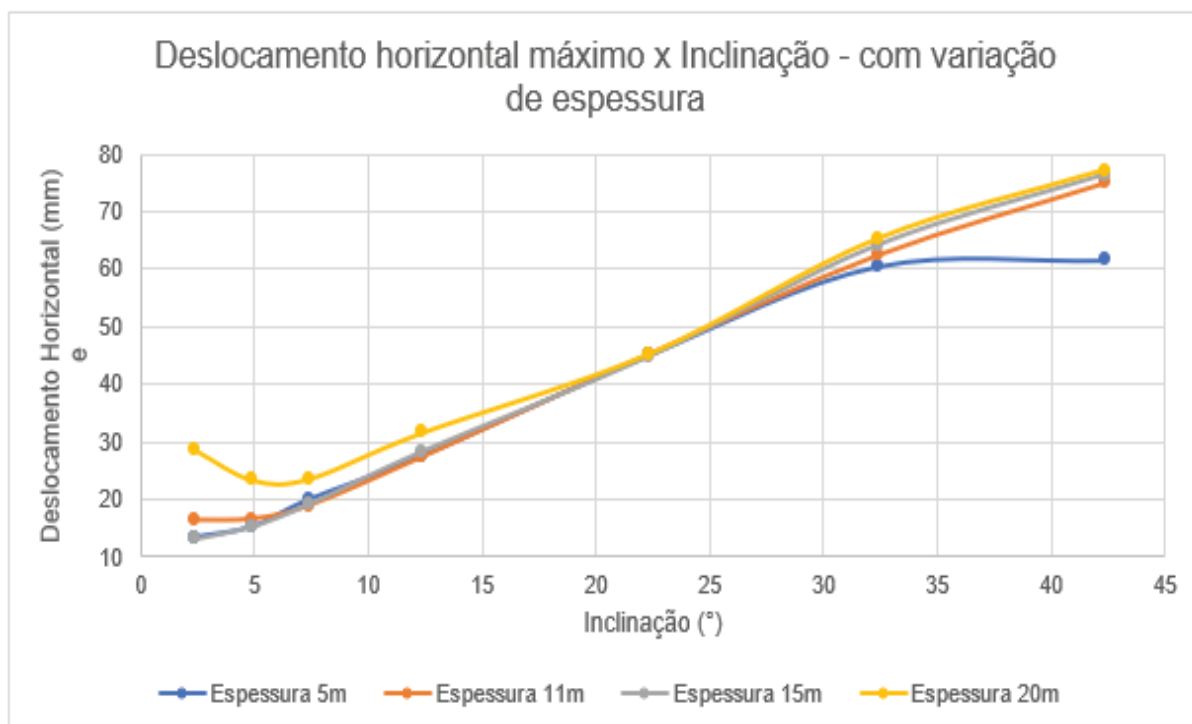
Coeficiente de correlação (r)	Classificação
0,0 a 0,1	Muito baixa (muito fraca)
0,1 a 0,3	Baixa (fraca)
0,3 a 0,5	Moderada
0,5 a 0,7	Alta (forte)
0,7 a 0,9	Muito alta (muito forte)
0,9 a 1,0	Quase perfeita

FONTE: Adaptado de Hopkins (2000).

A classificação exposta na TABELA 26 foi utilizada como referência dos resultados de correlação obtidos nas simulações numéricas.

Com o objetivo de apresentar a variação do deslocamento horizontal, com o aumento da inclinação nas várias espessuras avaliadas, foi desenvolvido o GRÁFICO 6. Para desenvolvê-lo as espessuras foram tratadas como constantes, o que permitiu desenvolver as quatro funções apresentadas, se comparado ao GRÁFICO 2, há a inserção das três outras espessuras avaliadas.

GRÁFICO 6 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL COM AUMENTO DA INCLINAÇÃO E ESPESSURA



FONTE: O autor (2020).

É possível observar, no GRÁFICO 6, que o aumento da inclinação desenvolve funções crescentes não lineares de deslocamento horizontal, independente da espessura analisada. O aumento da espessura, também, eleva a magnitude dos deslocamentos, porém o crescimento é sutil e em alguns pontos as funções se sobrepõem.

Por se tratar de diferentes funções quando a espessura do solo compressível, e, inclinação do solo rígido são modificadas, optou-se por calcular a correlação entre o deslocamento horizontal e inclinação separadamente para cada espessura utilizada nas simulações numéricas. Para apresentar o resultado obtido no cálculo de correlação entre as variáveis foram elaboradas a TABELA 27 e a TABELA 28.

TABELA 27 – CORRELAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTO HORIZONTAL E INCLINAÇÃO

Espessura (m)	Correlação (r)
5	0,9806
11	0,9966
15	0,9983
20	0,9806

FONTE: O autor (2020).

Pode-se constatar na TABELA 27 que o menor valor encontrado foi de 0,9806 nas espessuras de 5 e 11 metros, enquanto o maior valor foi de 0,9983 na espessura de 15 metros e média de 0,9890. Todos os resultados de correlação exibidos (TABELA 27), inclusive a média, apresentam correlação quase perfeitas, o que indica alta influência da inclinação no resultado de deslocamento horizontal.

Neste caso, para avaliar a correlação deslocamento horizontal e espessura, a inclinação foi tratada como constante, e, para cada ângulo analisado foi realizado o cálculo de r (TABELA 28).

TABELA 28 – CORRELAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTO HORIZONTAL E ESPESSURA

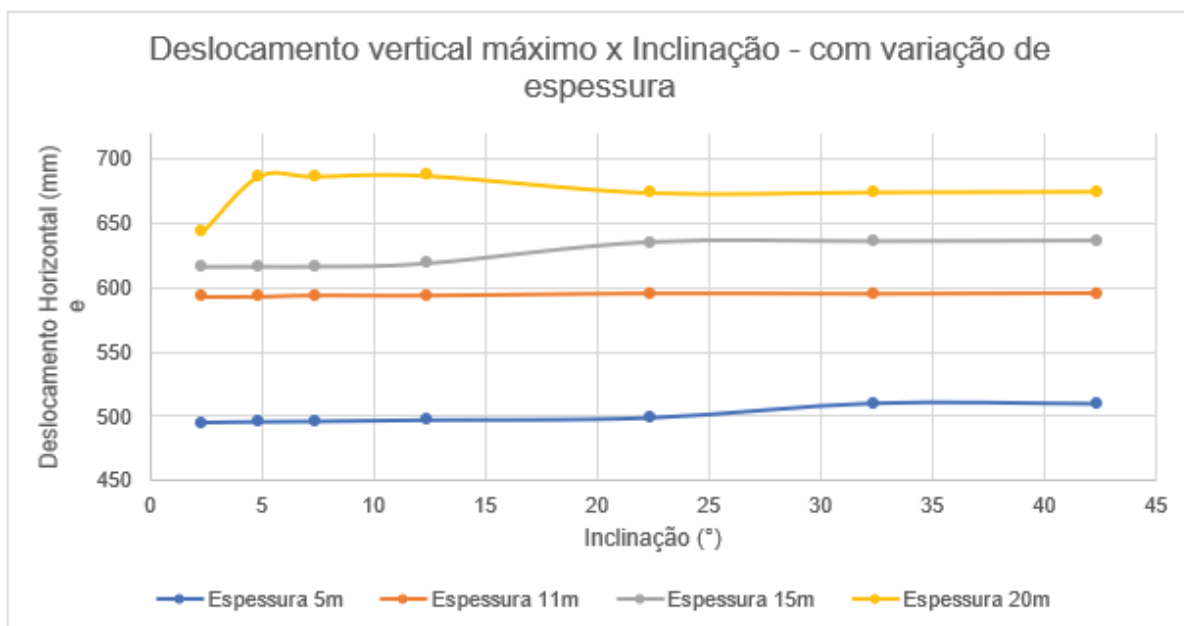
Inclinação (°)	Correlação (r)
2,36	0,7534
4,36	0,7733
7,36	0,6483
12,36	0,8438
22,36	0,2458
32,36	0,9944
42,36	0,8783

FONTE: O autor (2020).

Conforme apresentado na TABELA 28, o resultado de menor correlação foi na inclinação de 22,36° com valor de 0,2458, enquanto o maior resultado foi com 32,36° com valor de 0,9944 e o conjunto apresentou média de 0,7339. Entretanto, diferentemente dos resultados obtidos no cálculo de correlação da inclinação, a espessura apresentou grande parte dos resultados enquadrados na classificação muito alta, além de apresentar um ponto na zona de correlação baixa. Isto indica que a influência da espessura no deslocamento horizontal do solo é inferior se comparada a inclinação.

Afim de apresentar os resultados de deslocamento vertical com a variação da inclinação, foi elaborado o GRÁFICO 7 que é uma extensão do GRÁFICO 3, pois apresenta todas as espessuras de solo analisadas.

GRÁFICO 7 – DESLOCAMENTO VERTICAL COM AUMENTO DA INCLINAÇÃO E ESPESSURA



FONTE: O autor (2020).

Ao analisar o GRÁFICO 7, que apresenta o deslocamento horizontal com as variações de inclinação, foi possível observar trechos com baixa inclinação, decréscimo de valores e deslocamento das funções, devido a espessura. Diferentemente do exposto no GRÁFICO 5 (item 5.5), que apresentou função crescente, sobreposição de pontos e aparente correlação entre as variáveis, a variação dos ângulos exercem menor influência no deslocamento vertical do que a espessura de solo compressível. Os resultados que indicam este fato foram exibidos na TABELA 29 e TABELA 30.

Para realizar o cálculo das correlações (TABELA 29 e TABELA 30), as espessuras foram tratadas como constantes e os cálculos das correlações envolveram o deslocamento vertical e inclinação, semelhante ao realizado nas correlações de deslocamento horizontal.

TABELA 29 – CORRELAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTO VERTICAL E INCLINAÇÃO

Espessura (m)	Correlação (r)
5	0,9417
11	0,9167
15	0,9271
20	0,0974

FONTE: O autor (2020).

Ao observar os resultados expostos, na TABELA 29, foi possível constatar que a maior correlação obtida entre inclinação e deslocamento vertical foi na espessura de 5 metros (0,9417) e a menor foi na espessura de 20 metros (0,0974). Dentre os quatro valores apresentados, três possuem correlação linear quase perfeitas (espessuras 5, 11 e 15 metros), enquanto apenas a simulação com vinte metros de solo compressível apresentou correlação muito fraca. Este resultado impactou na média que apresentou resultado de 0,7208, próximo ao limite inferior da classificação de correlação muita alta.

A correlação entre deslocamento vertical e espessura também foi averiguada e está exibida na TABELA 30.

TABELA 30 – CORRELAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTO VERTICAL E ESPESSURA

Inclinação (°)	Correlação (r)
2,36	0,9574
4,36	0,9892
7,36	0,9886
12,36	0,9901
22,36	0,9836
32,36	0,9892
42,36	0,9888

FONTE: O autor (2020).

Os resultados expostos, na TABELA 30, indicam correlação quase perfeita em todas as correlações, com média 0,9838. Isto indica grande relação entre os resultados de deslocamento vertical e espessura utilizada nas simulações.

6 CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

A ocorrência de deslocamentos horizontais, sob carregamento uniformemente distribuído na superfície, não é prevista nas metodologias de dimensionamento, isto ressalta a necessidade de investigar as possíveis causas e impactos nas estruturas que serão construídas.

Os ensaios laboratoriais de caracterização, realizados para o solo mole da área de interesse, confirmaram a presença de solo argiloso e os ensaios de adensamento forneceram resultados condizentes com os solos moles brasileiros. Os resultados encontrados, de índice de compressão e índice de vazios, foram semelhantes aos encontrados nos estados do Rio de Janeiro e Pernambuco (TABELA 9), além de fornecer os dados necessários para a utilização do modelo de Cam-Clay Modificado nas simulações. Entretanto, além dos ensaios laboratoriais, a obtenção de dados por meio de sondagens foram fundamentais para a utilização dos modelos em métodos dos elementos finitos, e isto deve-se ao fato de que os ensaios laboratoriais foram realizados com amostras de solos superficiais.

Devido aos diferentes métodos de ensaios utilizados em campo, e, a quantidade de ensaios executados, foi possível observar, na região que foi aterrada, estratigrafia bem definida, caracterizada por uma camada de argila orgânica muito mole, com espessura máxima de 12 metros, seguido de solo com alta rigidez e com material impenetrável ao SPT entre 11 e 15 metros de profundidade. O nível d'água encontra-se na superfície e 1,2 m de profundidade. Os resultados de resistência não drenada (S_u), dos ensaios CPTU e Palheta, cresceram com o aumento da profundidade conforme o esperado, devido à elevação das tensões confinantes do solo.

O posicionamento de algumas placas de recalque, e, os dados obtidos nas leituras de campo, inviabilizaram a utilização de alguns instrumentos para a calibração (TABELA 17). A modelagem inicial, com o módulo de compressão médio dos ensaios de adensamento ($\lambda=0,3793$), resultou em deslocamentos verticais superiores aos medidos em campo nas placas PR 05 e PR 08 (TABELA 18), o que indica que as amostras tinham compressibilidade diferente do solo *in situ*. A impossibilidade de calibração do modelo, a partir da placa PR 08, foi devido à restrição teórica de que o valor de índice de compressão (C_c) deve ser superior ao

índice de descompressão (C_s). Ao realizar a calibração do modelo, com a placa PR 05, foi observado que os maiores deslocamentos horizontais ocorreram na profundidade máxima de 1 metro, e, houve aumento no deslocamento horizontal conforme a espessura de solo compressível era inferior.

A definição da determinação de parâmetros de resistência, e, a geometria das camadas profundas do solo, foram realizadas a partir dos ensaios de campo e laboratoriais. Com estes dados, a etapa de calibração, atingiu o valor de λ igual a 0,1226 e índice de compressão de 0,282, esses valores continuam dentro dos resultados encontrados nos solos brasileiros (TABELA 9), porém vale ressaltar que alguns solos ensaiados, com esses valores de compressibilidade, apresentaram OCR maiores que um, que indica a condição de pré-adensamento. O modelo calibrado estimou 482,05 mm para o deslocamento vertical enquanto o medido em campo foi de 482 mm, que representa diferença de aproximadamente 0,01%. Apesar do valor muito próximo ao deslocamento vertical medido em campo, o valor do deslocamento horizontal estimado foi de 5,58 mm, que representa redução de 97,20% do aferido em campo (199,6 mm). O resultado inferior ao registrado em campo, indica que o modelo computacional não reflete o ocorrido *in loco*, e que, algum outro fator influenciou no deslocamento horizontal do solo.

Semelhante ao ocorrido na calibração, a aferição do modelo atingiu valores próximos aos deslocamentos verticais medidos em campo, e, grande divergência nos valores de deslocamento horizontal. A aferição no perfil HH calculou deslocamento vertical e horizontal de 457,73 mm e 8,63 mm, respectivamente. As diferenças entre as estimativas, vertical e horizontal, e o aferido na placa PR 05 foram de 5,04% e 95,68%, respectivamente. O modelo do perfil DD apresentou diferença 15,01% em relação ao deslocamento vertical da placa PR 05, e, deslocamento horizontal nulo, entretanto, obteve diferença inferior se comparado a movimentação placa PR 08 (0,41%). Os resultados obtidos nas aferições validam a não correspondência encontrada na calibração para o deslocamento horizontal. Este fato corrobora com a presença de outro fator no maciço de solo, e, justifica verificação do fator de segurança ao fenômeno de extrusão de solo mole.

Na análise de ruptura (TABELA 19) foi possível identificar fatores de segurança inferiores a 1,3, nas espessuras de 1, 3 e 5 metros, e, esses valores são inferiores aos recomendados na literatura, além disto, na espessura de 3 metros o fator de segurança estimado foi de 1,05, o que pode indicar ruptura, se levar em

consideração a variabilidade dos valores de resistência não drenada identificados nas sondagens. Esta análise vai ao encontro a verificação da altura máxima, que identificou que até a espessura de 5 metros, a altura máxima de aterro é inferior a executada (2 metros), para atender o fator de segurança de 1,5. Sabe-se que a ruptura da fundação e expulsão do solo mole são processos caracterizados pelo grande deslocamento da massa de solo. Portanto, neste contexto, é provável que em algum ponto do solo de fundação, principalmente nas regiões com espessura crítica, ocorreu o fenômeno de ruptura.

A expulsão do solo mole pode ter influenciado o deslocamento horizontal registrado em campo, porém, além da possível ruptura do solo, foi possível comprovar a correlação entre a geometria do subsolo com os deslocamentos ocorridos. Dentre as variações geométricas, a inclinação foi a que apresentou maior correlação com a movimentação horizontal, pois foi constatado acréscimo no deslocamento horizontal com o aumento da inclinação, em todas as espessuras analisadas.

Além da constatação gráfica de aumento (GRÁFICO 6), as correlações calculadas (TABELA 27), identificaram correlação extremamente forte entre as variáveis em todas as espessura de solo, e, apresentaram valor médio de 0,989 com mínimo e máximo de 0,9806 e 0,9966. O menor aumento calculado foi de 358,08% (48,09 mm), na espessura de 5 metros, e, o maior foi de 477,46% (63,12 mm), na espessura de 15 metros. Portanto, foi possível comprovar a alta influência da inclinação da rampa em que se apoia o solo compressível nos deslocamentos horizontais, quando submetidos a carregamentos uniformes na superfície.

Os resultados obtidos, nas variações de espessura (TABELA 28), indicaram correlação média de 0,7339, mínimo de 0,2458 e máximo de 0,9944 para o deslocamento horizontal, nas inclinações avaliadas. Estes resultados apontam grande amplitude nas estimativas dos valores de deslocamento horizontal, mesmo que a média indique alta força de correlação. O GRÁFICO 4 e aumento relativo corroboram com esta afirmação, visto que a análise gráfica identificou trechos com decréscimo e pouco crescimento, enquanto as taxas de aumento oscilaram entre 0,47% e 112,43%. Diante do exposto, a alta oscilação dos valores justifica realizar mais estudos para comprovar esta relação.

Os deslocamentos verticais apresentaram diferentes resultados nas variações geométricas. As variações na inclinação apresentaram aumento nos

valores de 0,43% e 4,87%, nas diferentes espessuras analisadas. Esses valores, inexpressivos, associados a amplitude das correlações inviabilizam a comprovação de relação entre as variáveis. Entretanto, as variações de espessura apresentaram aumento de 29,91% (inclinação de 2,36°) a 38,43% (inclinação de 4,86°), no deslocamento de todas as inclinações avaliadas (TABELA 25). Além disto, as correlações foram superiores a 0,9574, que indica correlação quase perfeita em todas as variações. Neste contexto foi possível constatar a influência da espessura no deslocamento vertical do solo, fato que corrobora com as teorias de adensamento.

Diante do exposto, foi possível comprovar a relação entre a inclinação das camadas rígidas do subsolo e os deslocamentos horizontais de solos moles, com carga uniformemente distribuída na superfície, apesar dos valores obtidos nas variações não atingirem os valores de campo. Este fato justifica-se pela possibilidade de que em algum ponto tenha ocorrido o fenômeno de expulsão de solo mole.

A constatação dos movimentos horizontais ressalta a necessidade de mapear, com o maior detalhamento possível, o subsolo das obras com aterros sobre solos moles, bem como verificar a ocorrência dos efeitos Tschebotarioff e expulsão de solo moles em condições de carregamento uniformemente distribuídos.

7 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o objetivo de pesquisas futuras, baseadas nos estudos desenvolvidos e apresentados nessa dissertação, pode-se sugerir os seguintes tópicos:

- Instalação de inclinômetros no centro do aterro, na obra em estudo e em obras similares, para verificar a ocorrência de deslocamentos horizontais na camada compressível;
- Aplicação de diferentes valores de OCR e tensão nas simulações numéricas, e, verificar a correspondência no deslocamento horizontal;
- Verificar o carregamento avançando lateralmente, afim de verificar o deslocamento horizontal e o efeito de expulsão de solos moles;
- Realizar simulações em programas 3D;
- Realizar simulações com o objetivo de verificar a tensão horizontal, atuante nos elementos de fundação;
- Verificar a ocorrência de grandes deslocamentos horizontais em outras obras;
- Obter a reta de regressão para aplicação em outros casos.

REFERÊNCIAS

- AFONSO, André Filipe. **Correlações entre resultados de ensaios in situ de penetração dinâmica DP com o ensaio standard penetration test**. 2016. Tese de Doutorado. ALMEIDA, M. S. S.
- ANDRIOTTI, J. L. S. **Fundamentos de estatística e geostatística**. Editora Unisinos. 2003
- BARAN, Karin Rodrigues et al. Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC. 2014.
- BARONI, M. **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca**. 2010. Tese de Doutorado. Master's Dissertation, COPPE, Federal University of Rio de Janeiro.
- BARROS, J. M. C.; SILVEIRA, R. M. S.; AMARAL, C. S. Geotechnical properties of Brazilian marine clays. 2009.
- BEDESCHI, Marcus Vinicius Rios. **Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**. 2004. Tese de Doutorado. dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- BERBERT, LÍGIA AZEVEDO. **Avaliação Dos Coeficientes De Adensamento Vertical E Horizontal De Um Depósito De Solo Mole Para A Previsão De Recalques Em Obras De Infraestrutura**. 2016. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia (IME).
- Bowles, J.E. **Foundation Analysis and Design**. 5th Ed., McGraw-Hill Book co., New York, N.Y. 1997.
- BRANDI, José Luiz Gonçalves. Previsibilidade e controle de recalques em radiers sobre solo mole. 2004.
- BRESSANI, L. A. Instrumentação em obras geotécnicas – taludes e escavações. *In*: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), 5., **Anais eletrônicos**, 2009, São Paulo.
- CAMPOS. A.C.S.L. **Características de Compressibilidade de uma argila mole da zona industrial de Santa Cruz. Rio de Janeiro**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ. Rio de Janeiro. 2006.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos, 2011.

CORREA, Mario Rolando Bonilla et al. Uso da técnica de melhoramento de solos moles com drenos verticais com vácuo em uma obra de infraestrutura rodoviária na América do Sul. 2016.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, A. T. J.; OLIVEIRA, J. T. R. Conferência Palheta: Experiência, Tradição e Inovação. In: **Seminar on Special Foundation Engineering and Geotechnics. SEFE IV, São Paulo, Brazil**. 2000. p. 53-79.

DAS, Braja M.; **Fundamentals of geotechnical engineering**. Cengage Learning, 2007.

DEOTTI, L.O.G., **Modelagem numérica de adensamento por vácuo em aterro experimental sobre solo mole estruturado**, 2015. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ Rio de Janeiro.

DE VOS, M; WHEMAN, V. Workpackage 3 – **Innovative Design Methods in Geotechnical Engineering**. GeoTechNet – European Geotechnical Thematic Network, 2005, 90p., Site: <http://citeseerx.ist.psu.edu> acessado em 20/06/2019

DIENSTMANN, Gracieli. Projeto interativo dos molhes da Barra do Rio Grande-RS. 2011.

DUNNICLIFF, J.; GREEN, G. E. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. 1988.

FARO, Vitor Pereira. Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto. 2014.

GIL, A. C. **COMO ELABORAR PROJETOS DE PESQUISA**. São Paulo - SP: Editora Atlas, 2002.

GUJARATI, Damodar N.; PORTER, Dawn C. **Econometria Básica-5**. Amgh Editora, 2011.

HIRD, C. C.; JEWEL, R. A. Theory of reinforced embankments. Reinforced Embankments: theory and practice. 1990.

HOPKINS, W. G. Correlation coefficient: a new view of statistics. 2000. Disponível em: <<http://www.sportsci.org/resource/stats/correl.html>>. Acesso em: 15 fev. 2020.

IBGE. Atlas Geográfico das Zonas Costeiras e Oceânicas do Brasil: Rio de Janeiro. 2011.

JEWELL, R. A. **Soil reinforcement with geotextiles**. Construction Industry Research and Information Association, 1996.

KNAPPETT, Jonathan; CRAIG, Robert F. **Craig's soil mechanics**. CRC press, 2012.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. Soil mechanics, 553 pp. 1969.

LATORRE, M. R. D. O.; CARDOSO, M. R. A. Análise de séries temporais em epidemiologia. **Revista Brasileira de Epidemiologia**, vol. 4, n. 3, 2001.

LEMOS, S. G. F. P. Estudo da Resistência não Drenada de Solo de Baixa Consistência por Meio de Ensaio de Campo e Laboratório. 2014.

LODI, Paulo César. Aplicação do modelo Cam-Clay modificado a um solo arenoso. **Mestrado, Universidade de São Paulo**, 1998.

MARQUES, M. E. S. Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. **Ed. Oficina de Textos**, 2010.

MASSAD, Façal. **Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas**. Oficina de Textos, 2009.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. Oficina de textos, 2010.

MILLÉO, Ida Agner de Faria. Análise de especificações de aterro e correlação entre CBR e capacidade de carga em solos compactados.

NADER, José Jorge. **Modelos elasto-plásticos para solos: o Cam-Clay e sua aplicação a diferentes trajetórias de tensão**. 1993. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

NASCIMENTO, ALISSON JOBIM PEREIRA. **Aceleração da Consolidação de Solos Argilosos com o Uso de Eletro-Osmose**. 2005. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado, UNB, Brasília, 117 f.

NBR 10905 (1989). Solo: Ensaio de palheta in situ - Método de ensaio - NBR 10905 (MB-3122), ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NOGUEIRA, Estela Grassi. **Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no Trecho Sul do Rodoanel-SP**. 2010. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

OLIVEIRA, Henrique Magnani de et al. Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura. 2006.

OLIVEIRA, H. M.; ALMEIDA, M. S. S. Aplicações em adensamento de solos compressíveis. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**, p. 275-294, 2004.

PALMEIRA, E. M.; ORTIGÃO, A. Aterros Sobre Solos Moles-Manual Brasileiro de Geossintéticos. 2004.

PEDREIRA, Celso Luís da Silva et al. Investigação Geotécnica das Argilas Moles de Rio Grande, Rio Grande do Sul. 2008.

PEDROSO, D. M. **Modelos Elastoplásticos para Solos Argilosos: Capacidade de Previsão de Comportamento e Integração da Relação Constitutiva**. 2002. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

PINTO, Carlos de Souza. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas–3ª edição. **São Paulo: Oficina de Textos**, 2006.

POULOS, Harry George; DAVIS, Edward Hughesdon. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. John Wiley, 1974.

PÓVOA, L. M. M. **Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ**. 2016. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Rio de Janeiro.

ROBERTSON, P. K.; CABAL (ROBERTSON), KL. Guide to cone penetration testing for Geotechnical Engineering, 6ta ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing. 2014.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N. n; and WROTH, C. P. On the yielding of soils. **Geotechnique**, v. 8, n. 1, p. 22-53, 1958.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição**. Oficina de Textos, 2012.

SILVA, Daniele Rodrigues Pereira da. Avaliação da contribuição de sistemas de fraturas nas condições de fluxo e estabilidade de encostas. 2013.

SILVEIRA, João Francisco Alves. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. Oficina de Textos, 2006.

TEIXEIRA, A. Henrique; GODOY, N. S. Fundações: teoria e prática. **São Paulo: Pini**, 1996.

Tschebotarioff, G.P., 1962, “Retaining Structures”, Chapter 5 in Foundation Engineering, edited by G.A. Leonards, McGraw-Hill Book Co., pp. 493.

Tschebotarioff, G.P., 1967, “Earth Pressure, Retaining Walls and Sheet Piling”, General Report - Division 4, Proceedings, 3rd. Pan-American CSMFE, Caracas, vol. 3, pp. 301-322.

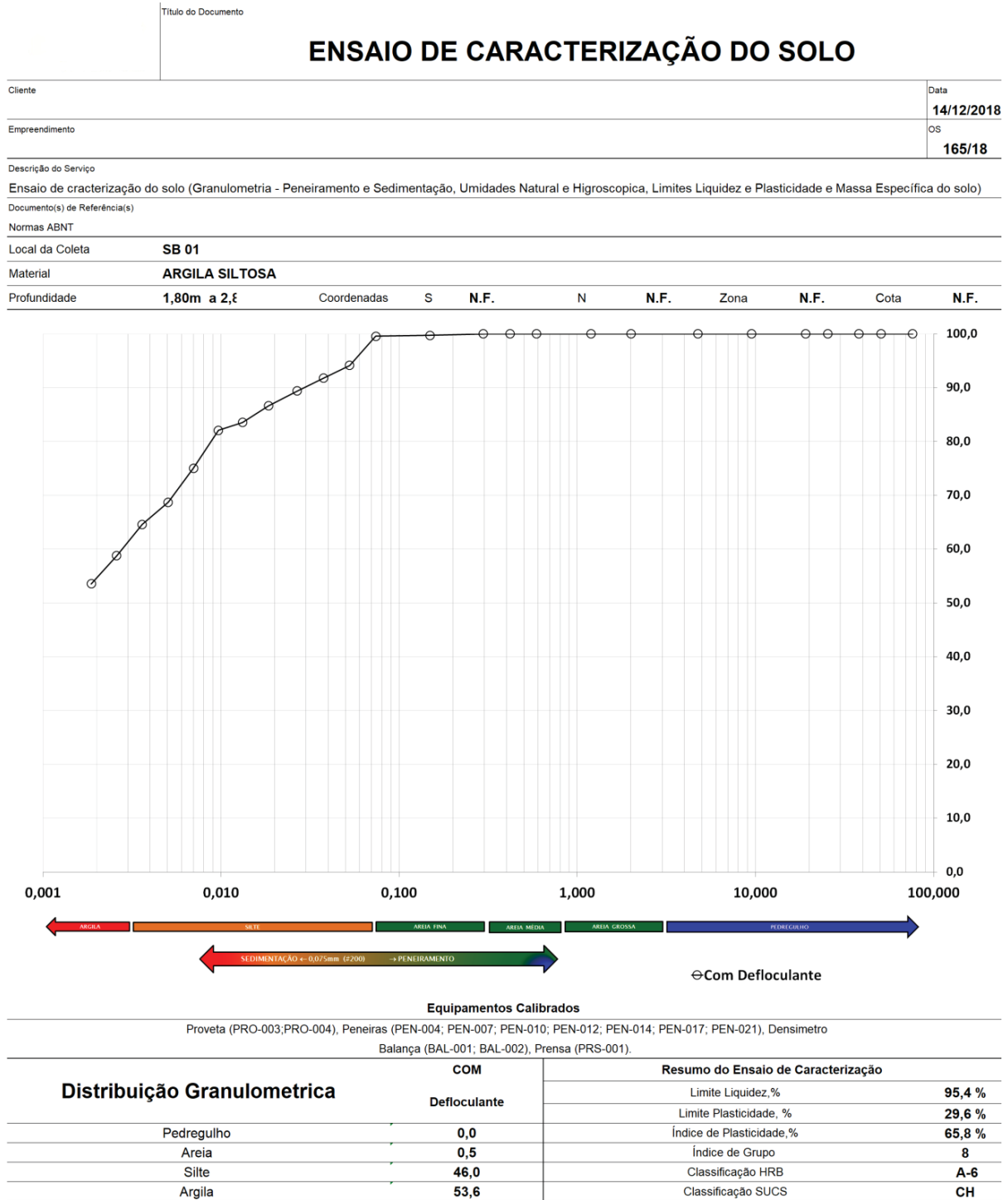
Tschebotarioff, G.P., 1970, “Bridge abutments on piles driven through plastic clay, Proceedings”, Conference on Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures, Lehigh Univ., Bethlehem.

Tschebotarioff, G.P., 1973, ‘Foundations, Retaining and Earth Structures’, 2nd. ed., McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações. **Nova Edição. São Paulo. Oficina de Textos**, 2010.

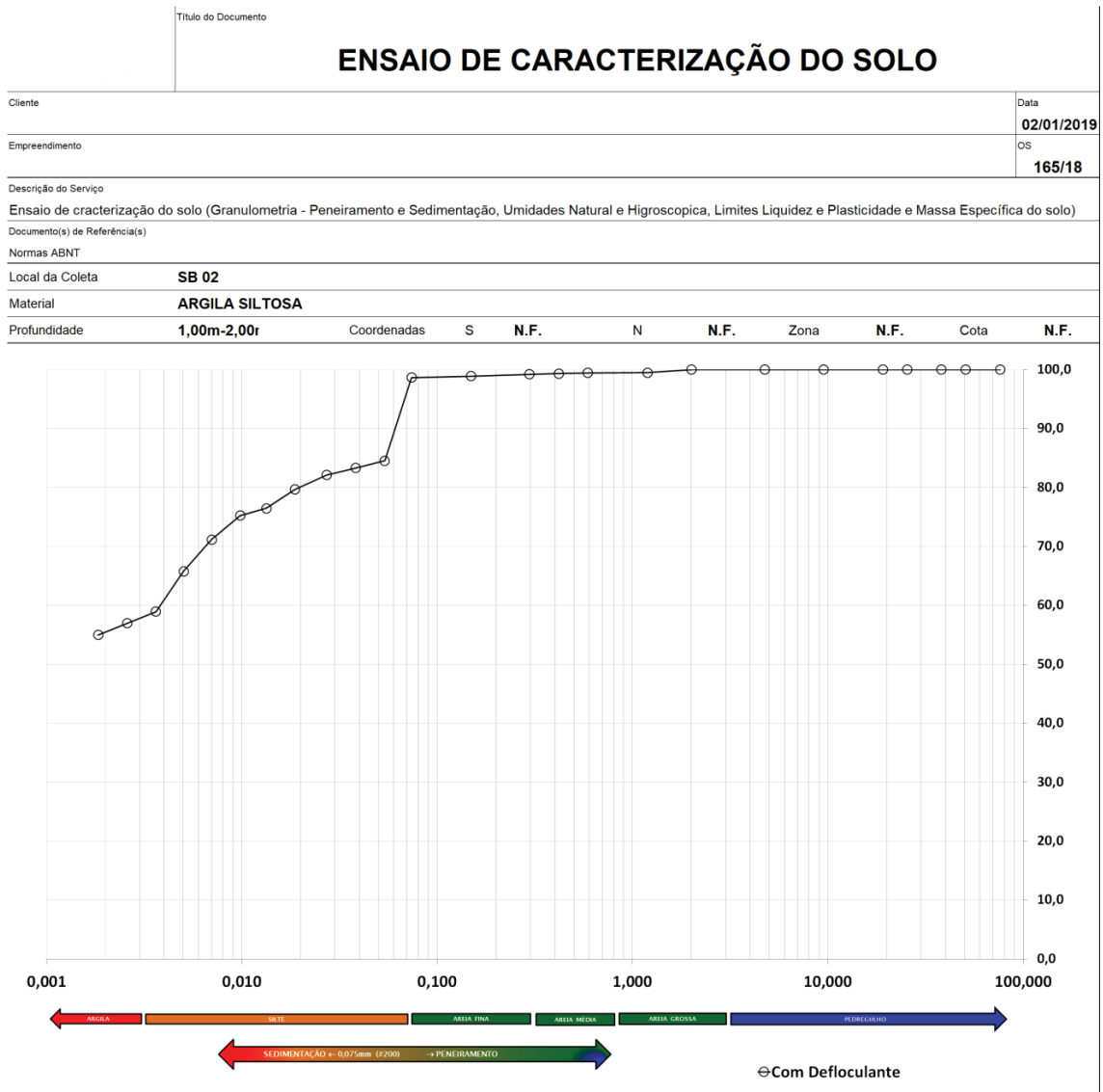
YAÑEZ, Diego Gazolli. **Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterros sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo**. 2016. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

ZIENKIEWICZ, Olek C.; TAYLOR, Robert L.; ZHU, Jian Z. **The finite element method: its basis and fundamentals**. Elsevier, 2005.



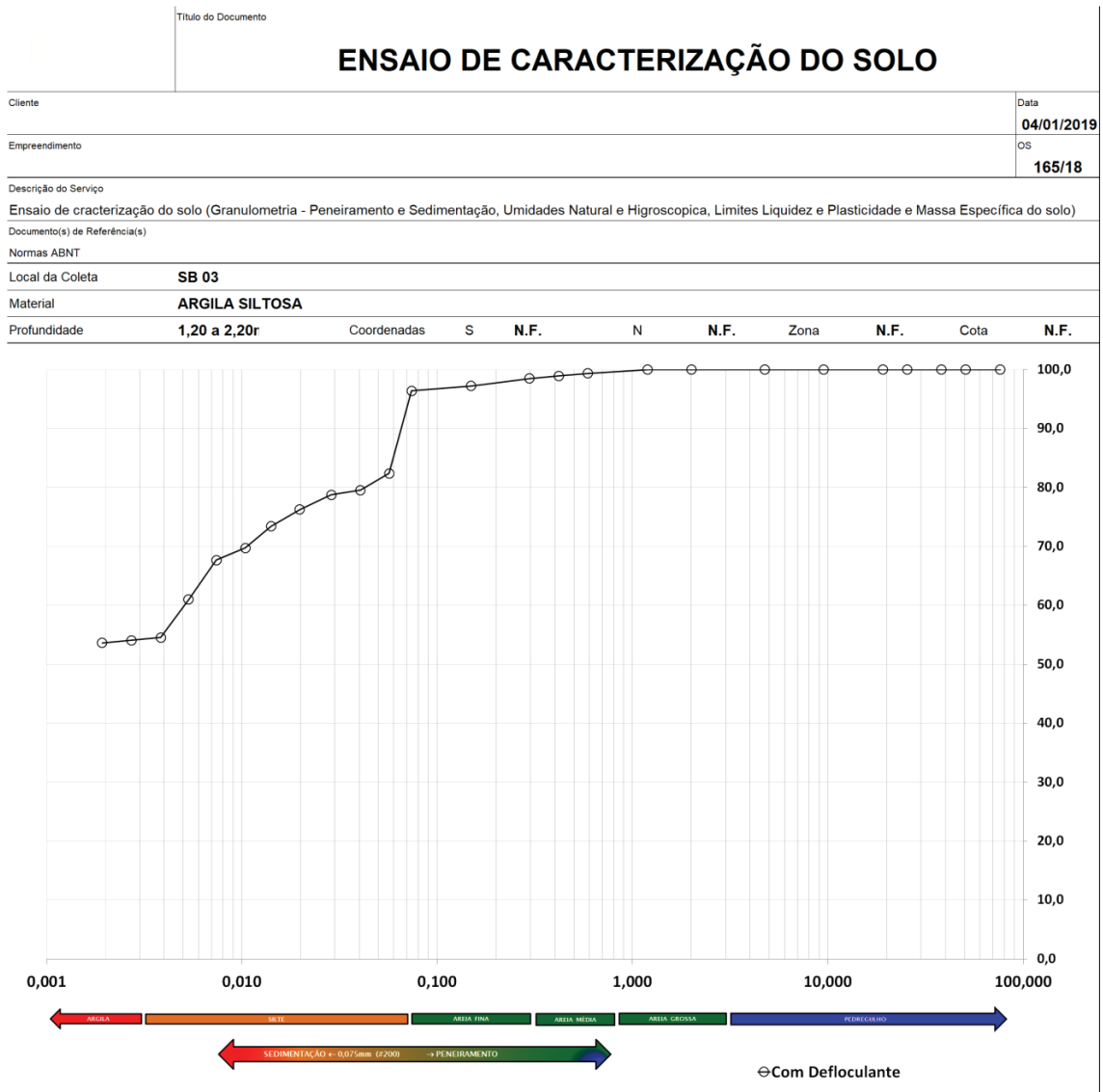
AMOSTRA SB 01					
capsula nº	272	W_{STaA} = peso de solo+tara+água (g)	161,7 4	W_w = peso da água (g)	30,86
solo+tara+água (g)	52,39	W_{Ta} = peso da tara (g)	107,4 3	V_s = volume de sólidos (cm³)	8,36
solo+tara (g)	27,97	G_s = peso esp. dos grãos (g/cm³)	2,805	V_v = volume de vazios (cm³)	30,91
tara (g)	9,41	massa específica da água (g/cm³)	1,00	V_w = volume de água (cm³)	30,86
água (g)	24,42	A = Area (cm²)	19,63	S = grau de saturação (%)	99,8
solo seco (g)	18,56	V_T = Volume total (cm³)	39,27	e_o = índice de vazios	3,70
umidade (%)	131,5 7	W_T = peso total do solo (g)	54,31	n = porosidade (%)	79%
umidade média (%)	131,5 7	peso específico (g/cm³)	1,38	peso específico saturado (g/cm³)	1,38
D = diâmetro (cm)	5,00	peso específico seco (g/cm³)	0,60	peso específico submer. (g/cm³)	0,38
H_o = altura inicial (cm)	2,00	W_s = peso do solo seco (g)	23,45		

Título do Documento		ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO																			
Cliente										Data											
										02/01/2019											
Empreendimento										OS											
										165/18											
Descrição do Serviço																					
Ensaio de caracterização do solo (Granulometria - Peneiramento e Sedimentação, Umidades Natural e Higroscópica, Limites Liquidez e Plasticidade e Massa Específica do solo)																					
Documento(s) de Referência(s)																					
Normas ABNT																					
Local da Coleta		SB 02																			
Material		ARGILA SILTOSA																			
Profundidade		1,00m-2,00r		Coordenadas		E		N.F.		N		N.F.		Zona		N.F.		Cota		N.F.	
Umidades		Natural		Higroscópica		Peso Específico dos Grãos (NBR 6458)						Peso Inicial (Mr)		50,0							
Cápsula nº				253		239		Solo seco						44,80		44,80					
Peso da Cápsula + Solo Úmido				64,39		58,06		Balão volumétrico						4		4					
Peso da Cápsula + Solo Seco				58,82		53,21		Temperatura (T)						24,3		24,0					
Peso da Água				5,57		4,85		r _v à temperatura (T)						0,9973		0,9973					
Peso da Cápsula				10,88		11,35		M ₂ - balão + solo + água (após ebulição)						678,94		679,02					
Peso do Solo Seco				47,94		41,86		M ₂ - balão cheio de água à temperatura (T)						649,93		649,98					
Teor de Umidade				11,62		11,59		δs (massa específica dos grãos)						2,836		2,842					
Média Umidade				11,60				δ _v (valor médio)						2,839							
Granulometria por Peneiramento (NBR 7181)																					
Amostra úmida - Grossa						1.000			Amostra Seca - Grossa						896						
Amostra úmida - Fina						70,0			Amostra Seca - Fina						62,7						
#		mm		Sem Defloculante				Com Defloculante													
				Peso		% Amostra < n° 10		% Amostra		% passa da Amostra total		Peso		% Amostra < n° 10		% Amostra		% passa da Amostra total			
3"		76,2										0,00		896,04				100,0			
2"		50,8										0,00		896,04				100,0			
1-1/2"		38,1										0,00		896,04				100,0			
1"		25,4										0,00		896,04				100,0			
3/4"		19,1										0,00		896,04				100,0			
3/8"		9,52										0,00		896,04				100,0			
n° 4		4,76										0,00		896,04				100,0			
n° 10		2,00										0,00		896,04				100,0			
n° 16		1,19										0,32				62,4		99,5			
n° 30		0,59										0,03				62,4		99,4			
n° 40		0,42										0,07				62,3		99,3			
n° 50		0,297										0,09				62,2		99,2			
n° 100		0,149										0,20				62,0		98,9			
n° 200		0,074										0,14				61,9		98,6			
Granulometria por Sedimentação (NBR 7181)																					
Densímetro						Densímetro															
Proveta						Proveta															
Amostra úmida						Amostra Seca															
70,0						62,7															
Tempo	Leitura	Temperatura	Altura Queda (cm)	Ø Grão	% Passando	Tempo	Leitura	Temperatura	Altura Queda (cm)	Leitura Corrigida	Ø Grão	% Passando									
30 s						30 s	1,0410	27,5	10,3	1,0062	0,05379	84,5									
1 min						1 min	1,0405	27,5	10,4	1,0062	0,03819	83,3									
2 min						2 min	1,0400	27,5	10,4	1,0062	0,02711	82,1									
4 min						4 min	1,0390	27,5	9,9	1,0062	0,01869	79,7									
8 min						8 min	1,0380	27,3	10,1	1,0065	0,01335	76,4									
15 min						15 min	1,0375	27,3	10,2	1,0065	0,00979	75,2									
30 min						30 min	1,0370	26,6	10,3	1,0077	0,00701	71,2									
1 h						1 h	1,0360	25,9	10,4	1,0089	0,00503	65,8									
2 h						2 h	1,0350	24,9	10,6	1,0107	0,00363	58,9									
4 h						4 h	1,0340	25,0	10,8	1,0105	0,00258	57,0									
8 h						8 h	1,0330	25,1	10,9	1,0104	0,00184	55,0									
Utilização de Hexametáfosfato - (Defloculante)						Utilização de Hexametáfosfato - (Defloculante)															
SEM						COM															



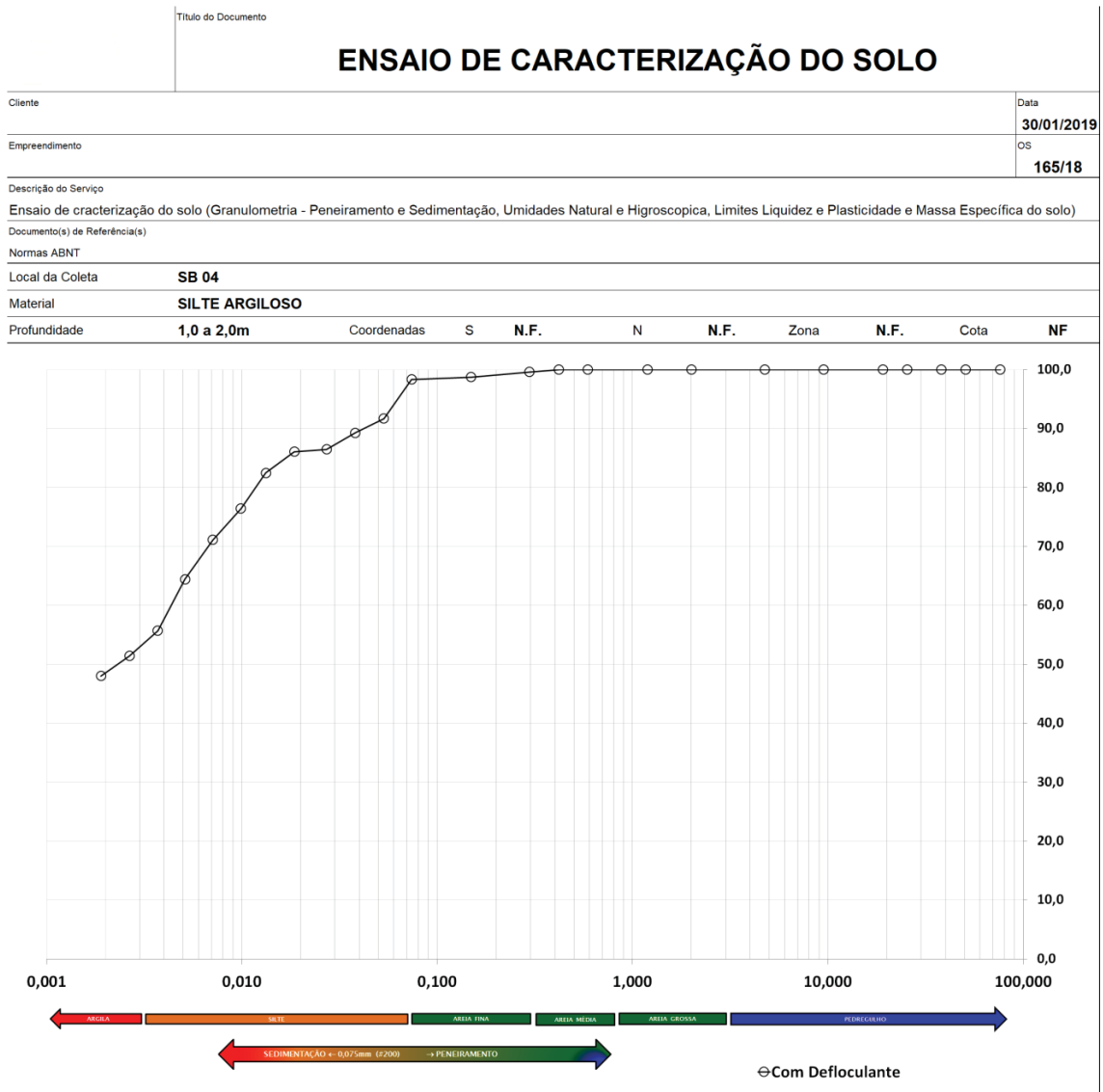
AMOSTRA SB 02					
capsula nº	192	W_{STaA} = peso de solo+tara+água (g)	160,6 3	W_W = peso da água (g)	31,06
solo+tara+água (g)	64,71	W_{Ta} = peso da tara (g)	107,4 3	V_S = volume de sólidos (cm³)	7,80
solo+tara (g)	33,65	G_s = peso esp. dos grãos (g/cm³)	2,84	V_v = volume de vazios (cm³)	31,47
tara (g)	11,51	massa específica da água (g/cm³)	1,00	V_w = volume de água (cm³)	31,06
água (g)	31,06	A = Area (cm²)	19,63	S = grau de saturação (%)	98,7
solo seco (g)	22,14	V_T = Volume total (cm³)	39,27	e_o = índice de vazios	4,04
umidade (%)	140,2 9	W_T = peso total do solo (g)	53,20	n = porosidade (%)	80%
umidade média (%)	140,2 9	peso específico (g/cm³)	1,35	peso específico saturado (g/cm³)	1,35
D = diâmetro (cm)	5,00	peso específico seco (g/cm³)	0,56	peso específico submer. (g/cm³)	0,35
H_o = altura inicial (cm)	2,00	W_s = peso do solo seco (g)	22,14		

Título do Documento		ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO												
Cliente											Data 04/01/2019			
Empreendimento											OS 165/18			
Descrição do Serviço Ensaio de caracterização do solo (Granulometria - Peneiramento e Sedimentação, Umidades Natural e Higroscópica, Limites Liquidez e Plasticidade e Massa Específica do solo)														
Documento(s) de Referência(s) Normas ABNT														
Local da Coleta SB 03														
Material ARGILA SILTOSA														
Profundidade		1,20 a 2,20r		Coordenadas		E	N.F.	N	N.F.	Zona	N.F.	Cota	N.F.	
Umidades		Natural		Higroscópica		Peso Específico dos Grãos (NBR 6458)					Peso Inicial (Mr)	50,0		
Cápsula nº				236		93		Solo seco					44,11	44,11
Peso da Cápsula + Solo Úmido				52,15		63,44		Balão volumétrico					5	5
Peso da Cápsula + Solo Seco				47,67		57,52		Temperatura (T)					25,8	25,4
Peso da Água				4,48		5,92		T _g à temperatura (T)					0,9969	0,9970
Peso da Cápsula				13,80		13,56		M ₂ - balão + solo + água (após ebulição)					673,37	673,36
Peso do Solo Seco				33,87		43,96		M ₁ - balão cheio de água à temperatura (T)					645,56	645,58
Teor de Umidade				13,23		13,47		ds (massa específica dos grãos)					2,707	2,701
Média Umidade				13,35				ds (valor médio)					2,704	
Granulometria por Peneiramento (NBR 7181)														
Amostra úmida - Grossa						1.000			Amostra Seca - Grossa				882	
Amostra úmida - Fina						70,0			Amostra Seca - Fina				61,8	
#	mm	Sem Defloculante				Com Defloculante								
		Peso	% Amostra < n° 10	% Amostra	% passa da Amostra total	Peso	% Amostra < n° 10	% Amostra	% passa da Amostra total					
3"	76,2					0,00	882,25		100,0					
2"	50,8					0,00	882,25		100,0					
1-1/2"	38,1					0,00	882,25		100,0					
1"	25,4					0,00	882,25		100,0					
3/4"	19,1					0,00	882,25		100,0					
3/8"	9,52					0,00	882,25		100,0					
n° 4	4,75					0,00	882,25		100,0					
n° 10	2,00					0,00	882,25		100,0					
n° 16	1,19					0,01		61,7	100,0					
n° 30	0,59					0,38		61,4	99,4					
n° 40	0,42					0,28		61,1	98,9					
n° 50	0,297					0,27		60,8	98,5					
n° 100	0,149					0,78		60,0	97,2					
n° 200	0,074					0,50		59,5	96,4					
Granulometria por Sedimentação (NBR 7181)														
Densímetro						Densímetro								
Proveta						Proveta								
Amostra úmida						Amostra Seca								
70,0						61,8								
Tempo	Leitura	Temperatura	Altura Queda (cm)	Ø Grão	% Passando	Tempo	Leitura	Temperatura	Altura Queda (cm)	Leitura Corrigida	Ø Grão	% Passando		
30 s						30 s	1,0380	28,4	10,8	1,0047	0,05669	82,4		
1 min						1 min	1,0370	28,3	11,0	1,0049	0,04044	79,5		
2 min						2 min	1,0370	28,1	11,0	1,0052	0,02866	78,7		
4 min						4 min	1,0360	28,1	10,4	1,0052	0,01977	76,3		
8 min						8 min	1,0350	28,0	10,6	1,0054	0,01411	73,4		
15 min						15 min	1,0340	27,7	10,8	1,0059	0,01042	69,7		
30 min						30 min	1,0340	27,2	10,8	1,0067	0,00741	67,7		
1 h						1 h	1,0330	26,2	10,9	1,0084	0,00534	61,0		
2 h						2 h	1,0320	25,3	11,1	1,0100	0,00384	54,5		
4 h						4 h	1,0320	25,2	11,1	1,0102	0,00272	54,1		
8 h						8 h	1,0320	25,1	11,1	1,0104	0,00193	53,6		
Utilização de Hexametáfosfato - (Defloculante)						Utilização de Hexametáfosfato - (Defloculante)								
SEM						COM								



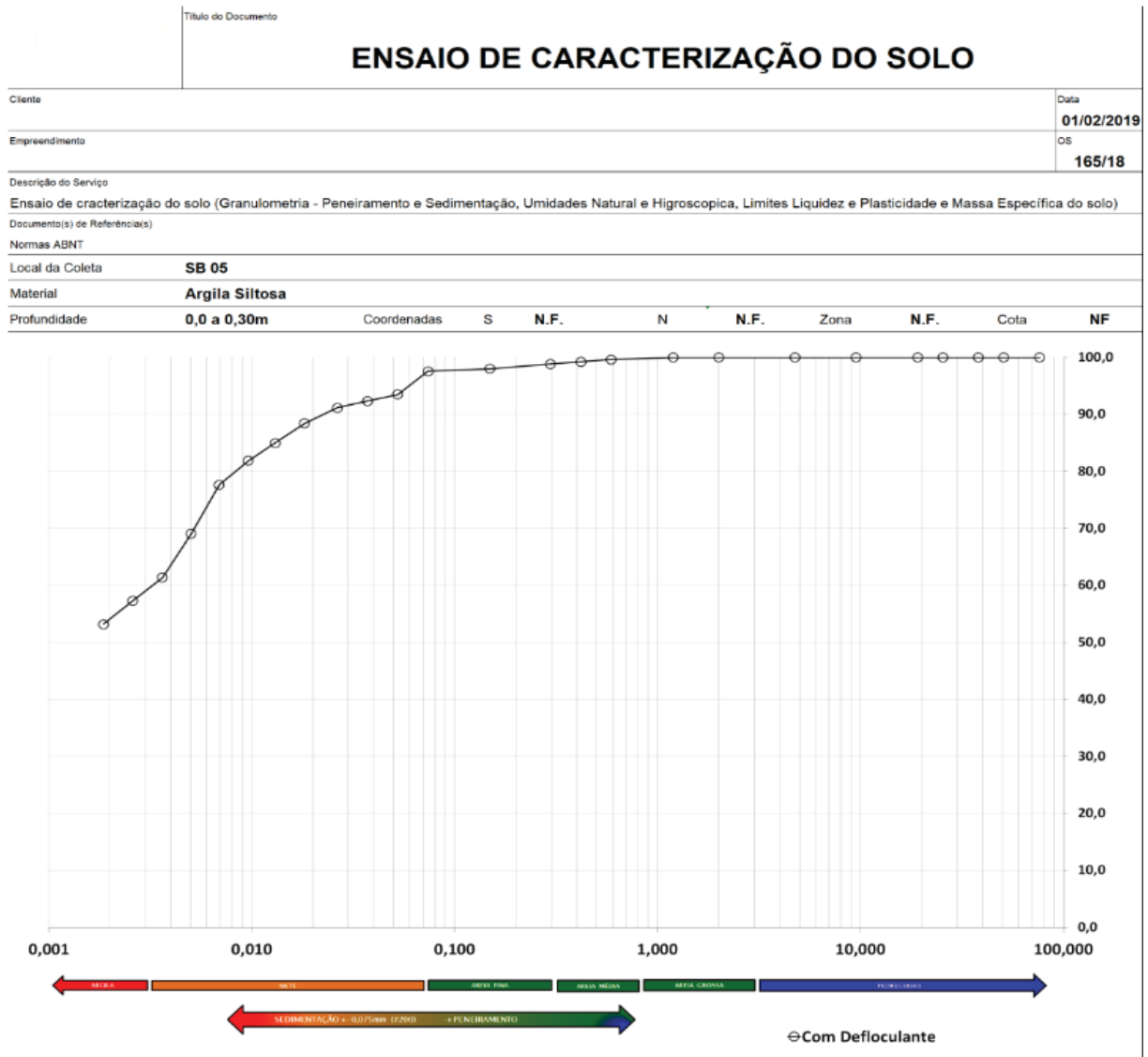
AMOSTRA SB 03					
capsula nº	149	W_{STaA} = peso de solo+tara+água (g)	161,74	W_W = peso da água (g)	31,12
solo+tara+água (g)	81,47	W_{Ta} = peso da tara (g)	107,43	V_S = volume de sólidos (cm³)	8,58
solo+tara (g)	44,58	G_s = peso esp. dos grãos (g/cm³)	2,70	V_v = volume de vazios (cm³)	30,69
tara (g)	17,08	massa específica da água (g/cm³)	1,00	V_W = volume de água (cm³)	31,12
água (g)	36,89	A = Area (cm²)	19,63	S = grau de saturação (%)	100,0
solo seco (g)	27,5	V_T = Volume total (cm³)	39,27	e_o = índice de vazios	3,58
umidade (%)	134,15	W_T = peso total do solo (g)	54,31	n = porosidade (%)	78%
umidade média (%)	134,15	peso específico (g/cm³)	1,38	peso específico saturado (g/cm³)	1,38
D = diâmetro (cm)	5,00	peso específico seco (g/cm³)	0,59	peso específico submer. (g/cm³)	0,38
H_o = altura inicial (cm)	2,00	W_s = peso do solo seco (g)	23,19		

Título do Documento		ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO										
Cliente										Data		
Empreendimento										30/01/2019		
Descrição do Serviço										OS		
Ensaio de caracterização do solo (Granulometria - Peneiramento e Sedimentação, Umidades Natural e Higroscópica, Limites Liquidez e Plasticidade e Massa Específica do solo)										165/18		
Documento(s) de Referência(s)												
Normas ABNT												
Local da Coleta		SB 04										
Material		SILTE ARGILOSO										
Profundidade	1,0 a 2,0m	Coordenadas	E	N.F.	N	N.F.	Zona	N.F.	Cota	NF		
Umidades		Natural	Higroscópica		Peso Específico dos Grãos (NBR 6458)				Peso Inicial (Mr)	50,0		
Cápsula nº			194	148	Solo seco				45,15	45,15		
Peso da Cápsula + Solo Úmido			42,71	58,30	Balão volumétrico				5	5		
Peso da Cápsula + Solo Seco			39,43	53,77	Temperatura (T)				25,0	24,0		
Peso da Água			3,28	4,53	T _g à temperatura (T)				0,9971	0,9973		
Peso da Cápsula			9,12	11,25	M ₂ - balão + solo + água (após ebulição)				674,48	674,73		
Peso do Solo Seco			30,31	42,52	M ₂ - balão cheio de água à temperatura (T)				645,61	645,70		
Teor de Umidade			10,82	10,65	ds (massa específica dos grãos)				2,773	2,801		
Média Umidade			10,74		ds (valor médio)				2,787			
Granulometria por Peneiramento (NBR 7181)												
Amostra úmida - Grossa					1.000			Amostra Seca - Grossa				903
Amostra úmida - Fina					70,0			Amostra Seca - Fina				63,2
#	mm	Sem Defloculante				Com Defloculante						
		Peso	% Amostra < n° 10	% Amostra	% passa da Amostra total	Peso	% Amostra < n° 10	% Amostra	% passa da Amostra total			
3"	76,2					0,00	903,04		100,0			
2"	50,8					0,00	903,04		100,0			
1-1/2"	38,1					0,00	903,04		100,0			
1"	25,4					0,00	903,04		100,0			
3/4"	19,1					0,00	903,04		100,0			
3/8"	9,52					0,00	903,04		100,0			
n° 4	4,76					0,00	903,04		100,0			
n° 10	2,00					0,00	903,04		100,0			
n° 16	1,19					0,00		63,2	100,0			
n° 30	0,59					0,00		63,2	100,0			
n° 40	0,42					0,00		63,2	100,0			
n° 50	0,297					0,26		63,0	99,6			
n° 100	0,149					0,54		62,4	98,7			
n° 200	0,074					0,25		62,2	98,3			
Granulometria por Sedimentação (NBR 7181)												
Densímetro Proveta						Densímetro Proveta						
Amostra úmida						Amostra Seca						
70,0						63,2						
Tempo	Leitura	Temperatura	Altura Queda (cm)	Ø Grão	% Passando	Tempo	Leitura	Temperatura	Altura Queda (cm)	Leitura Corrigida	Ø Grão	% Passando
30 s						30 s	1,0430	28,1	9,9	1,0052	0,05332	91,7
1 min						1 min	1,0420	28,1	10,1	1,0052	0,03802	89,3
2 min						2 min	1,0410	28,0	10,3	1,0054	0,02714	86,4
4 min						4 min	1,0410	27,9	9,6	1,0055	0,01855	86,1
8 min						8 min	1,0400	27,6	9,8	1,0060	0,01328	82,5
15 min						15 min	1,0380	27,3	10,1	1,0065	0,00989	76,4
30 min						30 min	1,0370	26,6	10,3	1,0077	0,00711	71,1
1 h						1 h	1,0360	25,6	10,4	1,0094	0,00513	64,4
2 h						2 h	1,0350	24,2	10,6	1,0120	0,00371	55,7
4 h						4 h	1,0340	23,8	10,8	1,0128	0,00266	51,4
8 h						8 h	1,0330	23,6	10,9	1,0132	0,00190	48,0
Utilização de Hexametáfosfato - (Defloculante)						Utilização de Hexametáfosfato - (Defloculante)						
SEM						COM						



AMOSTRA SB 04					
capsula nº	272	W_{STaA} = peso de solo+tara+água (g)	161,74	W_W = peso da água (g)	30,86
solo+tara+água (g)	52,39	W_{Ta} = peso da tara (g)	107,43	V_s = volume de sólidos (cm³)	8,42
solo+tara (g)	27,97	G_s = peso esp. dos grãos (g/cm³)	2,79	V_v = volume de vazios (cm³)	30,85
tara (g)	9,41	massa específica da água (g/cm³)	1,00	V_w = volume de água (cm³)	30,86
água (g)	24,42	A = Area (cm²)	19,63	S = grau de saturação (%)	100,0
solo seco (g)	18,56	V_T = Volume total (cm³)	39,27	e_o = índice de vazios	3,67
umidade (%)	131,57	W_T = peso total do solo (g)	54,31	n = porosidade (%)	79%
umidade média (%)	131,57	peso específico (g/cm³)	1,38	peso específico saturado (g/cm³)	1,38
D = diâmetro (cm)	5,00	peso específico seco (g/cm³)	0,60	peso específico submer. (g/cm³)	0,38
H_o = altura inicial (cm)	2,00	W_s = peso do solo seco (g)	23,45		

Título do Documento		ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO										
Cliente											Data	
Empreendimento											01/02/2019	
Descrição do Serviço											OS	
Ensaio de caracterização do solo (Granulometria - Peneiramento e Sedimentação, Umidades Natural e Higroscópica, Limites Liquidez e Plasticidade e Massa Específica do solo)											165/18	
Documento(s) de Referência(s)												
Normas ABNT												
Local da Coleta		SB 05										
Material		Argila Siltosa										
Profundidade	0,0 a 0,30m	Coordenadas	E	N.F.	N	N.F.	Zona	N.F.	Cota	NF		
Umidades	Natural	Higroscópica		Peso Específico dos Grãos (NBR 6458)				Peso Inicial (Mr)	50,0			
Cápsula nº		194	148	Solo seco				45,73	45,73			
Peso da Cápsula + Solo Úmido		27,64	29,70	Balão volumétrico				5	5			
Peso da Cápsula + Solo Seco		26,05	28,13	Temperatura (T)				25,7	25,5			
Peso da Água		1,59	1,57	T _g à temperatura (T)				0,9969	0,9969			
Peso da Cápsula		9,12	11,25	M ₂ - balão + solo + água (após ebulição)				675,06	674,92			
Peso do Solo Seco		16,93	16,88	M ₂ - balão cheio de água à temperatura (T)				645,56	645,57			
Teor de Umidade		9,39	9,30	δs (massa específica dos grãos)				2,818	2,791			
Média Umidade		9,35		δs (valor médio)				2,805				
Granulometria por Peneiramento (NBR 7181)												
Amostra úmida - Grossa				1.000				Amostra Seca - Grossa				915
Amostra úmida - Fina				70,0				Amostra Seca - Fina				64,0
#	mm	Sem Defloculante				Com Defloculante						
		Peso	% Amostra < n° 10	% Amostra	% passa da Amostra total	Peso	% Amostra < n° 10	% Amostra	% passa da Amostra total			
3"	76,2					0,00	914,53		100,0			
2"	50,8					0,00	914,53		100,0			
1-1/2"	38,1					0,00	914,53		100,0			
1"	25,4					0,00	914,53		100,0			
3/4"	19,1					0,00	914,53		100,0			
3/8"	9,52					0,00	914,53		100,0			
n° 4	4,76					0,00	914,53		100,0			
n° 10	2,00					0,00	914,53		100,0			
n° 16	1,19					0,01		64,0	100,0			
n° 30	0,59					0,21		63,8	99,7			
n° 40	0,42					0,26		63,5	99,3			
n° 50	0,297					0,27		63,3	98,8			
n° 100	0,149					0,53		62,7	98,0			
n° 200	0,074					0,28		62,5	97,6			
Granulometria por Sedimentação (NBR 7181)												
Densímetro Proveta						Densímetro Proveta						
Amostra úmida						Amostra Seca						
70,0						64,0						
Tempo	Leitura	Temperatura	Altura Queda (cm)	Ø Grão	% Passando	Tempo	Leitura	Temperatura	Altura Queda (cm)	Leitura Corrigida	Ø Grão	% Passando
30 s						30 s	1,0430	29,2	9,9	1,0035	0,05243	93,5
1 min						1 min	1,0425	29,2	10,0	1,0035	0,03723	92,3
2 min						2 min	1,0420	29,2	10,1	1,0035	0,02644	91,2
4 min						4 min	1,0410	29,1	9,6	1,0037	0,01822	88,4
8 min						8 min	1,0400	28,8	9,8	1,0041	0,01304	85,0
15 min						15 min	1,0390	28,6	9,9	1,0044	0,00963	81,9
30 min						30 min	1,0380	28,1	10,1	1,0052	0,00690	77,7
1 h						1 h	1,0360	27,1	10,4	1,0068	0,00502	69,1
2 h						2 h	1,0350	25,8	10,6	1,0091	0,00363	61,4
4 h						4 h	1,0340	25,4	10,8	1,0098	0,00260	57,3
8 h						8 h	1,0330	25,0	10,9	1,0105	0,00186	53,2
Utilização de Hexametáfosfato - (Defloculante)						Utilização de Hexametáfosfato - (Defloculante)						
SEM						COM						

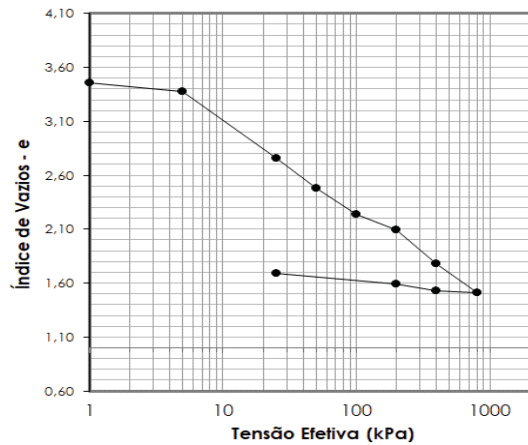


AMOSTRA SB 05					
capsula nº	272	W_{STaA} = peso de solo+tara+água (g)	161,74	W_w = peso da água (g)	30,86
solo+tara+água (g)	52,39	W_{Ta} = peso da tara (g)	107,43	V_s = volume de sólidos (cm³)	8,36
solo+tara (g)	27,97	G_s = peso esp. dos grãos (g/cm³)	2,805	V_v = volume de vazios (cm³)	30,91
tara (g)	9,41	massa específica da água (g/cm³)	1,00	V_w = volume de água (cm³)	30,86
água (g)	24,42	A = Area (cm²)	19,63	S = grau de saturação (%)	99,8
solo seco (g)	18,56	V_T = Volume total (cm³)	39,27	e_o = índice de vazios	3,70
umidade (%)	131,57	W_T = peso total do solo (g)	54,31	n = pososidade (%)	79%
umidade média (%)	131,57	peso específico (g/cm³)	1,38	peso específico saturado (g/cm³)	1,38
D = diâmetro (cm)	5,00	peso específico seco (g/cm³)	0,60	peso específico submer. (g/cm³)	0,38
H_o = altura inicial (cm)	2,00	W_s = peso do solo seco (g)	23,45		

ANEXO 2 – ENSAIOS DE ADENSAMENTO

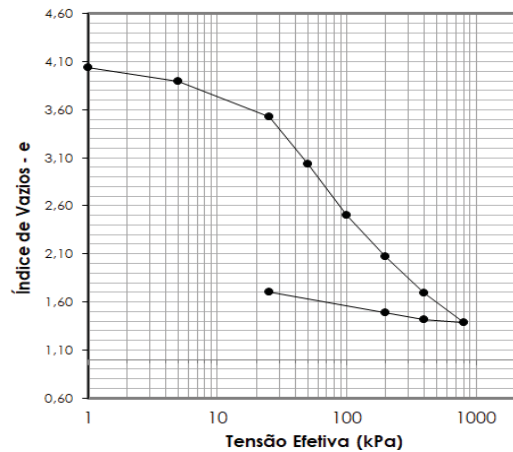
Est.	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_m (cm)	H0	H90	t_{90} (s)	H50	c_v (m ² /ano)	c_v (cm ² /s)	e	e/e ₀	σ_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
CARREG.	1											3,461	1,000			
	5	20,00	19,61	0,394	18,236	20,000	19,814	480,5	19,897	5,508	1,75E-03	3,373	0,975	2,20E-02	4,97E-03	8,69E-07
	25	19,61	16,87	2,740	16,225	19,606	18,222	60,0	18,837	39,538	1,25E-02	2,762	0,798	3,06E-02	7,51E-03	9,42E-06
	50	16,87	15,58	1,282	15,060	16,866	16,522	480,5	16,675	3,869	1,23E-03	2,476	0,715	1,14E-02	3,16E-03	3,88E-07
	100	15,58	14,54	1,049	14,203	15,584	14,865	1801,8	15,185	0,856	2,71E-04	2,242	0,648	4,68E-03	1,39E-03	3,78E-08
	200	14,54	13,87	0,665	13,170	14,535	14,262	3603,8	14,383	0,384	1,22E-04	2,093	0,605	1,48E-03	4,68E-04	5,70E-09
	400	13,87	12,47	1,400	11,869	13,870	12,831	3603,8	13,293	0,328	1,04E-04	1,781	0,515	1,56E-03	5,32E-04	5,52E-09
DESC.	800	12,47	11,27	1,202	11,311	12,470	11,844	898,6	12,122	1,093	3,47E-04	1,513	0,437	6,70E-04	2,53E-04	8,78E-09
	400	12,47	11,35	1,115	11,485	12,470						1,533	0,443	4,85E-05	1,92E-05	
	200	11,35	11,61	-0,260	11,848	11,355						1,591	0,460	2,90E-04	1,13E-04	
	25	11,61	12,08	-0,467	16,041	11,615						1,695	0,490	5,95E-04	2,25E-04	
	0	12,08	20,00	-7,918	20,000	12,082						3,461	1,000	7,06E-02	1,97E-02	

AMOSTRA SB 01



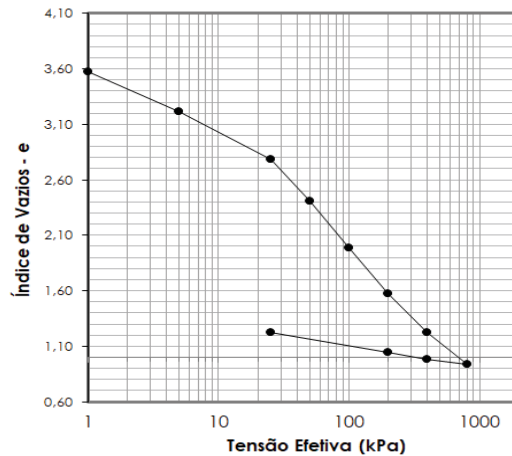
Est.	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_m (cm)	H0	H90	t_{90} (s)	H50	c_v (m ² /ano)	c_v (cm ² /s)	e	e/e ₀	σ_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
CARREG.	1											4,036	1,000			
	5	20,00	19,43	0,575	18,703	20,000	19,895	1801,8	19,942	1,476	4,68E-04	3,891	0,964	3,62E-02	7,29E-03	3,41E-07
	25	19,43	17,98	1,444	17,009	19,425	18,742	3603,8	19,046	0,673	2,13E-04	3,527	0,874	1,82E-02	3,86E-03	8,24E-08
	50	17,98	16,04	1,944	14,982	17,981	17,718	240,0	17,835	8,861	2,81E-03	3,038	0,753	1,96E-02	4,57E-03	1,28E-06
	100	16,04	13,93	2,110	13,066	16,037	15,459	480,5	15,716	3,436	1,09E-03	2,507	0,621	1,06E-02	2,82E-03	3,07E-07
	200	13,93	12,21	1,722	11,453	13,927	12,725	3603,8	13,259	0,326	1,03E-04	2,073	0,514	4,34E-03	1,32E-03	1,36E-08
	400	12,21	10,70	1,504	10,081	12,205	12,007	60,0	12,095	16,301	5,17E-03	1,694	0,420	1,89E-03	6,57E-04	3,39E-07
DESC.	800	10,70	9,46	1,241	9,529	10,701	10,023	898,6	10,324	0,793	2,51E-04	1,382	0,342	7,81E-04	3,08E-04	7,74E-09
	400	10,70	9,60	1,104	9,740	10,701						1,416	0,351	8,62E-05	3,59E-05	
	200	9,60	9,88	-0,285	10,317	9,597						1,488	0,369	3,59E-04	1,46E-04	
	25	9,88	10,75	-0,870	15,376	9,882						1,707	0,423	1,25E-03	4,82E-04	
	0	10,75	20,00	-9,248	20,000	10,752						4,036	1,000	9,31E-02	2,41E-02	

AMOSTRA SB 02



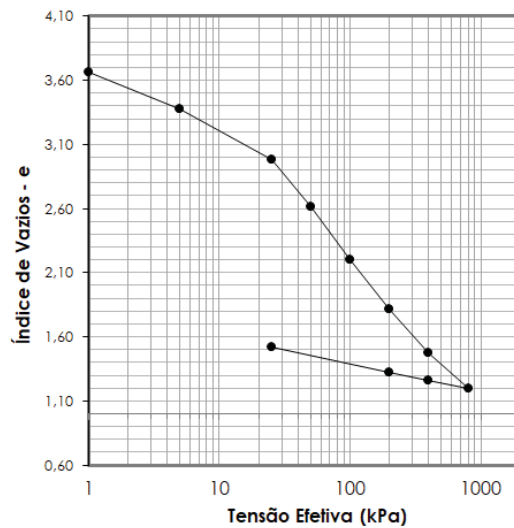
Est.	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_m (cm)	H0	H90	t_{90} (s)	H50	c_v (m ² /ano)	c_v (cm ² /s)	e	e/e ₀	α_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
CARREG	1															
	5	20,00	18,43	1,570	17,487	20,000	19,450	240,0	19,694	10,805	3,43E-03	3,578	1,000	8,98E-02	2,04E-02	7,00E-06
	25	18,43	16,54	1,887	15,722	18,430	17,888	480,5	18,129	4,573	1,45E-03	2,787	0,779	2,16E-02	5,40E-03	7,82E-07
	50	16,54	14,90	1,643	13,966	16,543	15,536	3603,8	15,984	0,474	1,50E-04	2,411	0,674	1,50E-02	4,18E-03	6,28E-08
	100	14,90	13,03	1,869	12,138	14,900	13,710	3603,8	14,239	0,376	1,19E-04	1,983	0,554	8,56E-03	2,68E-03	3,19E-08
	200	13,03	11,25	1,786	10,485	13,031	12,038	1801,8	12,479	0,578	1,83E-04	1,574	0,440	4,09E-03	1,47E-03	2,70E-08
	400	11,25	9,72	1,521	9,100	11,245	10,338	1801,8	10,741	0,428	1,36E-04	1,226	0,343	1,74E-03	7,25E-04	9,85E-09
	800	9,72	8,48	1,248	8,562	9,724	8,938	1801,8	9,287	0,320	1,01E-04	0,940	0,263	7,14E-04	3,43E-04	3,48E-09
DESC.	400	9,72	8,65	1,075	8,799	9,724						0,980	0,274	9,88E-05	5,04E-05	
	200	8,65	8,95	-0,301	9,340	8,649						1,048	0,293	3,44E-04	1,71E-04	
	25	8,95	9,73	-0,781	9,730	8,949						1,227	0,343	1,02E-03	4,78E-04	

AMOSTRA SB 03



Est.	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_m (cm)	H0	H90	t_{90} (s)	H50	c_v (m ² /ano)	c_v (cm ² /s)	e	e/e ₀	α_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
CARREG	1															
	5	20,00	18,76	1,237	17,913	20,000	19,220	1801,8	19,567	1,421	4,50E-04	3,378	0,921	7,22E-02	1,60E-02	7,19E-07
	25	18,76	17,06	1,701	16,274	18,763	17,611	3603,8	18,123	0,609	1,93E-04	2,981	0,813	1,98E-02	4,75E-03	9,17E-08
	50	17,06	15,49	1,577	14,612	17,062	16,131	3603,8	16,545	0,508	1,61E-04	2,613	0,713	1,47E-02	3,88E-03	6,24E-08
	100	15,49	13,74	1,747	12,904	15,485	14,276	3603,8	14,813	0,407	1,29E-04	2,206	0,602	8,15E-03	2,39E-03	3,09E-08
	200	13,74	12,07	1,669	11,348	13,738	12,529	3603,8	13,066	0,317	1,00E-04	1,816	0,495	3,89E-03	1,29E-03	1,30E-08
	400	12,07	10,63	1,443	10,020	12,069	11,093	1801,8	11,527	0,493	1,56E-04	1,479	0,403	1,68E-03	6,36E-04	9,94E-09
	800	10,63	9,41	1,212	9,556	10,626	9,827	898,6	10,182	0,771	2,45E-04	1,197	0,326	7,07E-04	3,02E-04	7,40E-09
DESC.	400	10,63	9,70	0,929	9,836	10,626						1,263	0,344	1,65E-04	7,42E-05	
	200	9,70	9,97	-0,276	10,388	9,697						1,327	0,362	3,22E-04	1,40E-04	
	25	9,97	10,80	-0,829	15,402	9,974						1,521	0,415	1,11E-03	4,56E-04	

AMOSTRA SB 04



Est.	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_m (cm)	H0	H90	t_{90} (s)	H50	c_v (m ² /ano)	c_v (cm ² /s)	e	e/e_c	α_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
CARREG	1															
	5	20,00	16,52	3,483	15,341	20,000	17,888	3603,8	18,827	0,658	2,09E-04	3,697	1,000	2,04E-01	4,77E-02	9,94E-07
	25	16,52	14,17	2,352	13,474	16,517	15,073	1801,8	15,715	0,916	2,91E-04	2,327	0,629	2,76E-02	7,67E-03	2,23E-07
	50	14,17	12,78	1,383	12,044	14,165	13,409	3603,8	13,745	0,350	1,11E-04	2,002	0,541	1,30E-02	4,11E-03	4,56E-08
	100	12,78	11,31	1,477	10,579	12,782	11,916	3603,8	12,301	0,281	8,90E-05	1,655	0,448	6,94E-03	2,45E-03	2,18E-08
	200	11,31	9,85	1,452	9,209	11,305	10,367	3603,8	10,784	0,216	6,84E-05	1,314	0,355	3,41E-03	1,37E-03	9,39E-09
	400	9,85	8,57	1,288	7,985	9,853	9,008	3603,8	9,384	0,163	5,18E-05	1,011	0,274	1,51E-03	6,99E-04	3,62E-09
	800	8,57	7,40	1,161	7,488	8,565	7,786	3603,8	8,132	0,123	3,89E-05	0,739	0,200	6,82E-04	3,64E-04	1,41E-09
DESC.	400	8,57	7,57	0,994	7,694	8,565						0,778	0,210	9,82E-05	5,58E-05	
	200	7,57	7,82	-0,246	8,211	7,571						0,836	0,226	2,89E-04	1,60E-04	
	25	7,82	8,60	-0,787	14,302	7,817						1,021	0,276	1,06E-03	5,48E-04	

AMOSTRA
SB 05

