

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

MARCELA SARAGIOTO SPADA

AVALIAÇÃO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UM DEPÓSITO DE SOLO  
MOLE PARA IMPLANTAÇÃO DE OBRA DE INFRAESTRUTURA ÀS MARGENS DA  
RODOVIA BR-101/SC.

Joinville  
2021

MARCELA SARAGIOTO SPADA

AVALIAÇÃO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UM DEPÓSITO DE SOLO MOLE PARA IMPLANTAÇÃO DE OBRA DE INFRAESTRUTURA ÀS MARGENS DA RODOVIA BR-101/SC.

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dra. Helena Paula Nierwinski

Joinville  
2021

MARCELA SARAGIOTO SPADA

AVALIAÇÃO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UM DEPÓSITO DE SOLO MOLE PARA IMPLANTAÇÃO DE OBRA DE INFRAESTRUTURA ÀS MARGENS DA RODOVIA BR-101/SC.

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 07 de Maio de 2021.

**Banca Examinadora:**

---

Dra. Helena Paula Nierwinski  
Orientador  
Presidente

---

Prof. Dr. Marcelo Heidemann  
Membro(a)  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Eng.º Rodrigo Machado  
Membro(a)  
Autopista Litoral Sul

Dedico este trabalho a minha avó Carmela, por sempre se preocupar com meu bem estar e meus estudos, e principalmente por não ter tido a oportunidade que estou tendo agora. Mesmo que o Alzheimer não a permita lembrar, deixo aqui registrado minha homenagem para sempre recordá-la enquanto existir. Te amo!



## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus, pela vida, saúde, sabedoria, proteção e oportunidade, pois se estou finalizando mais esta etapa é porque estive com ele em todo o processo.

Aos meus pais, Rosângela e Carlos, minha vida, meus exemplos, obrigada por tanto, pelo amor, carinho e suporte, por não medirem esforços e fazerem o impossível para que eu sempre tivesse o melhor, mesmo à distância. Vocês foram minha saudade diária, mas também o gatilho para eu vencer todas as barreiras e ser sempre mais forte! Devo tudo a vocês, gratidão eterna, os amo muito.

Às minhas avós e familiares por todo o carinho e apoio ao longo destes anos, por sempre me colocarem em suas orações.

Ao meu namorado Claudio, meu muitíssimo obrigada, sem você tudo seria muito mais complicado, que sorte a minha ter te encontrado, foi um dos presentes que a UFSC me deu para a vida! Não tenho palavras para agradecer todo o seu apoio e compreensão, por dividir os melhores e os piores momentos ao meu lado.

À professora e orientadora Helena, por cumprir com maestria seu papel de docente, transmitindo todo o conhecimento possível. Obrigada por acreditar em meu trabalho e se mostrar sempre disponível. É admirável ver como se doa 100% quando ensina, és um grande exemplo e inspiração pra mim.

Ao Rodrigo, colega de trabalho e amigo que a Autopista Litoral Sul me deu, você quem sugeriu o assunto deste trabalho, sempre disposto a ensinar e transmitir o melhor, sem sua ajuda provavelmente a trajetória a ser trilhada seria diferente.

Por último, mas não menos importante, agradeço aos meus amigos e colegas, Amanda, Augusto, Bianca, Débora, Diana, Sofia e Victor Hugo que estiveram por mim nos momentos mais difíceis, vocês tornaram meus dias melhores e mais leves, considero-os como uma segunda família.

Enfim, agradeço a UFSC, a Equipe INFRATEC, e aos professores, pela dedicação, ensinamentos e experiências compartilhadas. A todos que de alguma forma fizeram parte da minha vivência acadêmica e colaboraram com a minha formação pessoal e profissional.

“A persistência é o menor caminho do êxito”. – Charles Chaplin

## RESUMO

Construções sobre depósitos de solos moles são motivos de preocupação na engenharia e geotecnia devido à alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte desses solos. Como problemática vinculada a obras sobre estes solos tem-se os longos tempos de adensamento, casos de rupturas de aterros executados sobre os mesmos e ocorrência de recalques excessivos. O presente trabalho visa a caracterização geotécnica, avaliação de recalques e análise de estabilidade de aterros sobre uma região com presença de solos moles. Esta região está localizada no município de Governador Celso Ramos/SC, e atualmente serve como fundação para um aterro construído para um loteamento residencial e, possivelmente, no futuro receberá empreendimentos em sua vizinhança. Desta forma, é necessária a investigação geotécnica do local afim de obter a correta caracterização das propriedades do solo. Sondagens de simples reconhecimento, ensaios de piezocone, caracterização, adensamento e cisalhamento direto foram realizados para avaliar parâmetros do solo e analisar o desempenho de uma obra de infraestrutura de aterro construído sobre este depósito. Com os dados fornecidos pelos ensaios e a utilização de formulações específicas, foram determinadas as propriedades geotécnicas da área, uma previsão do tempo e a magnitude dos recalques por adensamento, provocados pela aplicação das cargas de aterro e futuras edificações, que serão supostamente instaladas no local. Os resultados obtidos para o solo heterogêneo apesar de indicarem recalques elevados para aterros com grandes sobrecargas, se mostraram pouco expressivos quando considerado o aterro construído, típico de um solo pré-adensado. Avaliando o tempo para ocorrência de 90% dos recalques, verificou-se que o tempo até a estabilização ultrapassaria o período construtivo, sugerindo assim a necessidade de ações prévias de tratamento do terreno e/ou aceleração de recalques. No entanto, também foi observado a possível estabilização dos recalques durante o período de monitoramento do aterro. Por fim, as análises de estabilidade indicaram aterros com valores de coeficiente de segurança considerados seguros.

**Palavras-chave:** Propriedades geotécnicas. Adensamento. Aterro sobre depósitos de solos moles. Recalques. Estabilidade.

## ABSTRACT

Constructions on soft soil deposits are a matter of concern in engineering and geotechnical engineering due to the high compressibility and low bearing capacity of these soils. As a problem linked to works on these soils, there are long compaction times, cases of failure of embankments built on them and occurrence of excessive settlements. The present work aims at the geotechnical characterization, evaluation of settlements and stability analysis of embankments over a region with the presence of soft soils. This region is located in Governador Celso Ramos/SC, and currently serves as the foundation for an embankment built for a residential development and, possibly, in the future will receive developments in its neighborhood. Therefore, a geotechnical investigation of the site is necessary in order to obtain the correct characterization of the soil properties. Simple reconnaissance drilling, piezocone tests, characterization, densification and direct shear were performed to evaluate soil parameters and analyze the performance of an embankment infrastructure work built on this deposit. With the data provided by the tests and the use of specific formulations, the geotechnical properties of the area, a weathering prediction, and the magnitude of the densification settlements, caused by the application of the embankment loads and future buildings, which are supposed to be installed on the site, were determined. The results obtained for the heterogeneous soil, despite indicating high settlements for embankments with large overloads, were not very significant when considering the constructed embankment, typical of a pre-densified soil. Evaluating the time for the occurrence of 90% of the settlements, it was found that the time until stabilization would exceed the construction period, thus suggesting the need for previous actions of soil treatment and/or acceleration of settlements. However, the possible stabilization of the settlements during the embankment monitoring period was also observed. Finally, the stability analyses indicated embankments with safe safety coefficient values.

**Keywords:** Geotechnical properties. Compaction. Embankment on soft soil deposits. Settlements. Stability.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Analogia de Terzaghi representada em sequência. . . . .	21
Figura 2 – Gráfico da transferência gradual de carga. . . . .	23
Figura 3 – Variação linear do índice de vazios com a pressão efetiva. . . . .	24
Figura 4 – Relação entre vazios e sólidos para solo saturado. . . . .	25
Figura 5 – Grau de adensamento em função da profundidade e do fator tempo. . . . .	27
Figura 6 – Curva de adensamento. . . . .	28
Figura 7 – Evolução dos recalques com o tempo. . . . .	29
Figura 8 – Ábaco de Osterberg. . . . .	31
Figura 9 – Aplicação da Teoria da elasticidade em solo heterogêneo. . . . .	31
Figura 10 – Abordagem tradicional da compressão secundária. . . . .	33
Figura 11 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles. . . . .	35
Figura 12 – Comparação entre custos das alternativas de solução. . . . .	36
Figura 13 – Aplicabilidade e uso de ensaios <i>in situ</i> para determinação de parâmetros específicos do solo. . . . .	37
Figura 14 – Esquema de Perfuração - Amostrador Padrão SPT. . . . .	38
Figura 15 – Detalhe da sonda do piezocone: (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta. . . . .	40
Figura 16 – Correções impostas às medidas de ensaios de piezocone. . . . .	41
Figura 17 – Ábacos propostos por Robertson (1990) para identificação do comportamento típico de solos. . . . .	42
Figura 18 – Valores de $N_{kt}$ para solos brasileiros. . . . .	44
Figura 19 – Resultado de boletim típico para ensaio de piezocone na BR-101, em Santa Catarina. . . . .	45
Figura 20 – Esquema do equipamento de ensaio de cisalhamento direto. . . . .	47
Figura 21 – Representação típica de uma curva de ruptura de ensaio de cisalhamento direto. . . . .	47
Figura 22 – Elementos típicos de uma curva de ruptura de ensaio de cisalhamento direto. . . . .	48
Figura 23 – Envoltória típica de ruptura para argilas pré-adensadas e normalmente adensadas. . . . .	48
Figura 24 – Exemplo de aplicação do modelo de ruptura de Mohr-Coulomb. . . . .	49
Figura 25 – Esquema da amostra no ensaio de adensamento. . . . .	50
Figura 26 – Efeito de amolgamento no resultado de ensaio de adensamento. . . . .	51
Figura 27 – Critérios para classificação da qualidade de amostras indeformadas. . . . .	52
Figura 28 – Curva típica do ensaio de adensamento. . . . .	53

Figura 29 – Determinação da tensão de pré-adensamento pelo método de Casagrande. . . . .	54
Figura 30 – Determinação da tensão de pré-adensamento pelo método de Pacheco Silva. . . . .	55
Figura 31 – Placa metálica quadrada. . . . .	59
Figura 32 – Mapa pedológico de Santa Catarina. . . . .	61
Figura 33 – Situação geográfica do Município de Governador Celso Ramos. . .	62
Figura 34 – Localização geográfica da obra de infraestrutura. . . . .	62
Figura 35 – Trincas identificadas no pavimento. . . . .	64
Figura 36 – Mapa de locação das placas de recalque e identificação dos aterros construídos. . . . .	64
Figura 37 – Localização dos furos de sondagem SPT. . . . .	65
Figura 38 – Resumo do perfil de sondagem fornecido pelo relatório geotécnico da obra. . . . .	66
Figura 39 – Local em que foi retirada a amostra indeformada. . . . .	68
Figura 40 – Solo argiloso encontrado durante a escavação para a obra de construção do acesso. . . . .	68
Figura 41 – Coleta da primeira amostra. . . . .	69
Figura 42 – Amostra 2 indeformada sendo retirada. . . . .	69
Figura 43 – Amostras 1 e 2 para os ensaios de caracterização. . . . .	70
Figura 44 – Corpo de prova e componentes da célula de adensamento. . . . .	71
Figura 45 – Corpo de prova preparado para o ensaio de adensamento e cisalhamento direto. . . . .	72
Figura 46 – Classificação dos solos do ensaio CPTU-03, 04 e 05, por meio dos ábacos de Robertson (1990). . . . .	77
Figura 47 – Classificação dos solos do ensaio CPTU-08, 09 e 12, por meio dos ábacos de Robertson (1990). . . . .	78
Figura 48 – Classificação do material do ensaio CPTU-03, 04 e 05 através do $I_{cRW}$ . . . . .	79
Figura 49 – Classificação do material do ensaio CPTU-08, 09 e 12 através do $I_{cRW}$ . . . . .	79
Figura 50 – Curva granulométrica da Amostra 1. . . . .	81
Figura 51 – Curva granulométrica da Amostra 2. . . . .	81
Figura 52 – Limite de Liquidez da Amostra 2. . . . .	82
Figura 53 – Curva de adensamento para determinação da tensão de pré-adensamento. . . . .	83
Figura 54 – Variação de $c_v$ em função da carga aplicada. . . . .	84
Figura 55 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto. . . . .	86
Figura 56 – Envoltória de resistência. . . . .	87
Figura 57 – Perfil crítico adotado. . . . .	88
Figura 58 – modelo geomecânico para cálculo do recalque por adensamento. . .	89

Figura 59 – Gráfico da relação entre recalque total e espessura da camada compressível. . . . .	94
Figura 60 – Comportamento dos recalques e altura do aterro para cada placa ao longo do tempo. . . . .	97
Figura 61 – Gráfico de resistência não drenada do solo mole ao longo da profundidade no ponto CPTU-12. . . . .	99
Figura 62 – Análise de estabilidade do aterro construído (h=4m) para solo em condição não drenada. . . . .	100
Figura 63 – Análise de estabilidade do aterro construído (h=4m) para solo em parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb. . . . .	100
Figura 64 – Análise de estabilidade do aterro hipotético (h=5m) para solo em condição não drenada. . . . .	103
Figura 65 – Análise de estabilidade do aterro hipotético (h=5m) para solo em parâmetro de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb. . . . .	103
Figura 66 – Análise de estabilidade do aterro hipotético (h=6m) para solo em condição não drenada. . . . .	105
Figura 67 – Análise de estabilidade do aterro hipotético (h=6m) para solo em parâmetro de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb. . . . .	105

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Estados de consistências das argilas e siltes argilosos. . . . .	39
Quadro 2 – Resumo dos ensaios de SPT. . . . .	66
Quadro 3 – Resumo dos ensaio de CPTU. . . . .	67
Quadro 4 – Análise de recalques sob aterro construído com altura de 4 metros.	91
Quadro 5 – Análise de recalques sob aterro hipotético com altura de 5 metros.	92
Quadro 6 – Análise de recalques sob aterro hipotético com altura de 6 metros.	93
Quadro 7 – Resumo dos resultados dos recalques até a última medição comparado com a estimativa de recalque primário. . . . .	95
Quadro 8 – Resumo dos resultados dos recalques até a última medição comparado com a estimativa de recalque total. . . . .	96
Quadro 9 – Parâmetros geotécnicos dos solos que compõem a estratigrafia do perfil crítico proposto. . . . .	98
Quadro 10 – Análises de estabilidade em aterro construído com altura de 4 metros.	102
Quadro 11 – Análises de estabilidade em aterro hipotético com altura de 5 metros.	104
Quadro 12 – Análises de estabilidade em aterro hipotético com altura de 6 metros.	106



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela Teoria de Terzaghi. . . . .	28
Tabela 2 – Resumo das metodologias executivas e suas características. . . . .	35
Tabela 3 – Zonas e seus respectivos tipos de solo. . . . .	43
Tabela 4 – Classificação do solo de acordo com $I_{cRW}$ . . . . .	43
Tabela 5 – Valores típicos de $\phi'$ para argilas. . . . .	46
Tabela 6 – Parâmetros de compressibilidade. . . . .	83
Tabela 7 – Dados dos corpos de prova. . . . .	85
Tabela 8 – Parâmetros da camada de argila mole e aterro construído. . . . .	90

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

SPT	Sondagem à Percussão (Standard Penetration Test)
NBR	Norma Brasileira
CPTU	Ensaio de Piezocone (Piezocone Penetration Test)
OCR	Razão de Sobreadensamento (Overconsolidation Ratio)
CRS	Ensaio de adensamento com velocidade de deslocamento constante (Constant Rate of Strain Test)
CD	Adensada(o) e Drenada(o) (Consolidated Drained)
CU	Adensada(o) e Não Drenada(o) (Consolidated Undrained)
UU	Não Adensada(o) e Não Drenada(o) (Unconsolidated Undrained)
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
LMS	Laboratório de Mecânica dos Solos
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LP	Limite de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
ML	Silte de baixa compressibilidade
OL	Solo orgânico de baixa compressibilidade
PR	Placa de recalque
FS	Fator de Segurança

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>16</b>
1.1	Objetivos	17
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivo Geral</b>	<b>17</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Objetivos Específicos</b>	<b>17</b>
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b>	<b>18</b>
2.1	Solos Moles	18
<b>2.1.1</b>	<b>Solos moles fluviais</b>	<b>19</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Solos moles marinhos</b>	<b>19</b>
2.2	Compressibilidade de solos moles	20
<b>2.2.1</b>	<b>Teoria do Adensamento</b>	<b>21</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Recalques</b>	<b>29</b>
2.2.2.1	Recalque elástico ou recalque imediato	30
2.2.2.2	Recalque por adensamento primário	32
2.2.2.3	Recalque por compressão secundária	32
<b>2.2.3</b>	<b>Construção de Aterros sobre Solos Moles</b>	<b>34</b>
2.3	Investigação Geotécnica	36
<b>2.3.1</b>	<b>Investigações preliminares</b>	<b>38</b>
2.3.1.1	Sondagem à percussão	38
<b>2.3.2</b>	<b>Investigações Complementares</b>	<b>40</b>
2.3.2.1	Ensaio de Piezocone (CPTU)	40
2.3.2.2	Ensaio de Cisalhamento Direto	45
2.3.2.3	Ensaio de Adensamento	50
2.4	Estabilidade de aterros sobre solos moles	56
2.5	Instrumentação geotécnica em aterros sobre solos moles	57
<b>2.5.1</b>	<b>Medidas de deslocamentos verticais</b>	<b>58</b>
2.5.1.1	Placas de Recalque	58
2.5.1.2	Extensômetros magnéticos	59
2.5.1.3	Perfilômetros	60
<b>2.5.2</b>	<b>Medidas de deslocamentos horizontais</b>	<b>60</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Medidas de poropressão</b>	<b>60</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>61</b>
3.1	Pedologia e Descrição do local de estudo	61
3.2	Histórico Geral e levantamento de dados preexistentes	63
<b>3.2.1</b>	<b>Investigações Geotécnicas - Ensaios de Campo</b>	<b>63</b>

3.2.1.1	Obra de construção do acesso ao loteamento . . . . .	63
3.2.1.2	Investigações em área próxima à obra de construção do acesso . . . . .	66
3.3	Ensaio de laboratório realizados para a presente pesquisa . . . . .	67
<b>3.3.1</b>	<b>Coleta das Amostras . . . . .</b>	<b>67</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Preparação das Amostras . . . . .</b>	<b>70</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Ensaio de Adensamento . . . . .</b>	<b>70</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Ensaio de Cisalhamento Direto . . . . .</b>	<b>71</b>
<b>3.3.5</b>	<b>Ensaio de Caracterização . . . . .</b>	<b>72</b>
3.3.5.1	Análise Granulométrica . . . . .	72
3.3.5.2	Densidade Real dos Grãos . . . . .	73
3.3.5.3	Limite de Liquidez . . . . .	73
3.3.5.4	Limite de Plasticidade . . . . .	73
3.4	Metodologia de análise dos dados . . . . .	73
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES . . . . .</b>	<b>75</b>
4.1	Caracterização dos solos por meio dos ensaios fornecidos . . . . .	75
<b>4.1.1</b>	<b>Perfis estratigráficos . . . . .</b>	<b>75</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Caracterização dos solos no ensaio CPTU . . . . .</b>	<b>76</b>
4.2	Caracterização da amostra em laboratório . . . . .	80
4.3	Resultados obtidos no ensaio de adensamento . . . . .	83
4.4	Resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto . . . . .	85
4.5	Análise do comportamento dos recalques . . . . .	87
<b>4.5.1</b>	<b>Estimativa da magnitude e tempo para ocorrência dos recalques por adensamento . . . . .</b>	<b>87</b>
<b>4.5.2</b>	<b>Avaliação dos recalques por instrumentação - Placa de Recalque</b>	<b>95</b>
4.6	Análise da estabilidade global . . . . .	98
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES . . . . .</b>	<b>107</b>
5.1	Conclusões . . . . .	107
5.2	Sugestões para trabalhos futuros . . . . .	109
	<b>REFERÊNCIAS . . . . .</b>	<b>110</b>
	<b>APÊNDICE A - Perfis Estratigráficos do ensaio de SPT . . . . .</b>	<b>113</b>
	<b>APÊNDICE B - Perfis Estratigráficos dos pontos do CPTU . . . . .</b>	<b>114</b>
	<b>ANEXO A . . . . .</b>	<b>116</b>
	<b>ANEXO B . . . . .</b>	<b>117</b>
	<b>ANEXO C . . . . .</b>	<b>118</b>

<b>ANEXO D</b>	<b>122</b>
----------------	------------

## 1 INTRODUÇÃO

O litoral de Santa Catarina é um dos mais procurados do país (TURISTA, 2019), cenário que impacta diretamente o tráfego na Rodovia BR-101/SC. Este trecho está atualmente, sob concessão da Autopista Litoral Sul, administrado desde a principal ligação entre Curitiba e todo o litoral catarinense, tornando-se um importante instrumento para o desenvolvimento industrial e turístico da região, passando a ser conhecido como Corredor do Mercosul (ARTERIS, 2008). Nas últimas décadas, com a crescente demanda de veículos na região, a rodovia teve de ser duplicada, obra de grande relevância econômica e social para o estado. Após a duplicação da rodovia e o progresso da infraestrutura local, o tráfego, antes considerado elevado, acabou se intensificando ano após ano, assim como o interesse em construir e investir em grandes empreendimentos ao longo do trecho litorâneo.

O maior contratempo em construir às margens da rodovia, próximo às regiões litorâneas, é a incidência de solos compostos por argilas moles, materiais caracterizados por elevada compressibilidade e baixa capacidade de suporte, com possibilidade de ocorrência de depósitos orgânicos. Petri e Fúlfaro (1983) mencionam que as planícies costeiras, por apresentarem vestígios de restos de organismos marinhos, constatados através de investigações geotécnicas, comprovam que, algum dia já foram ocupadas pelo mar e a presença de materiais orgânicos nestas regiões é bastante comum.

Massad (2010) afirma que, em função do processo de formação, o perfil geotécnico de regiões com presença de solos moles costuma ser bastante heterogêneo, verificando a presença de matéria orgânica e lentes de areia. Entre estas e outras características, os solos moles tem sua granulometria formada por frações de finos, englobando silte e argila em proporções variáveis, encontrados normalmente abaixo do nível freático. Estes solos costumam se apresentar em estado saturado ou próximo à saturação, onde a água acondicionada nos vazios tende a escoar para fora quando os mesmos são sobrecarregados.

Considerando a problemática do fenômeno de adensamento para a implantação de estruturas sobre um solo mole, faz-se necessário compreender o comportamento dos mesmos. As investigações geotécnicas, devem ser priorizadas de modo a desenvolver técnicas que minimizem os efeitos dos recalques, visto que um dos maiores riscos na engenharia geotécnica é dar início a uma obra sem um conhecimento plausível do terreno (CAPUTO, 2006).

Diante do exposto, a construção de um aterro sobre solos moles deve garantir

a mínima segurança quanto à possibilidade de ruptura. Deve-se, ainda, apresentar deslocamentos compatíveis com o tipo de obra durante e após sua construção. Segundo Caputo (2006), uma das principais causas de recalque é a compressibilidade do solo, ou seja, a diminuição do volume sob a ação de cargas aplicadas. Acresce ainda que deformações não uniformes podem não ser prejudiciais ao solo propriamente dito, mas comprometer as estruturas que assentam sobre, surgindo assim, os recalques diferenciais que provocariam esforços adicionais nas estruturas, tornando-se comprometedores à sua própria estabilidade.

O presente trabalho será fundamentado na determinação dos parâmetros geotécnicos e de compressibilidade de um solo sedimentar de um terreno situado às margens da Rodovia BR-101/SC, no município de Governador Celso Ramos. Neste local foi detectado o aparecimento de trincas no pavimento das pistas de rolamento e na via marginal que acessa a área destinada a um loteamento residencial, devido à incidência de recalques diferenciais ocasionados pela construção de aterros para a construção das vias, sobre um depósito de solos moles. Desta forma, pretende-se avaliar as propriedades deste solo e entender o seu comportamento diante à imposição de cargas de aterros e sobrecargas de eventuais edificações.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar propriedades geotécnicas de um depósito de solo mole da região litorânea do estado de Santa Catarina, localizado na cidade de Governador Celso Ramos, analisando o desempenho de uma obra de infraestrutura de aterro construído sobre este depósito.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Definir o perfil estratigráfico da região com base nos resultados das investigações geotécnicas previamente realizadas;
- Caracterizar fisicamente as amostras de solo extraídas no local;
- Determinar os parâmetros geotécnicos de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo mole, por meio de ensaios laboratoriais;
- Realizar uma estimativa de recalques por adensamento e verificar o impacto dos aterros implantados para a duplicação da rodovia e obras de acesso ao loteamento;
- Avaliar a resistência ao cisalhamento do solo mole e correlacionar com diferentes alturas de aterros a serem executados na região.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão abordados conceitos necessários para o melhor entendimento e desenvolvimento do estudo em questão, como a formação de depósitos de solos moles e o comportamento dos mesmos quanto ao processo de adensamento quando submetidos à um carregamento externo. Também serão abordados aspectos relacionados às investigações de campo e laboratório empregadas para caracterização de propriedades deste tipo de material. Técnicas construtivas utilizadas em obras de aterros sobre solos moles e instrumentações de campo empregadas no monitoramento da obra também serão discutidos.

### 2.1 SOLOS MOLES

A NBR 6484 (ABNT, 2020) define solos moles como solos sedimentares que possuem resistência à penetração ao Ensaio de Sondagem à Percussão (SPT), não superior a cinco golpes.

Massad (2010), por sua vez, define os solos moles como sendo os solos sedimentares que apresentam número de golpes para cravação do SPT inferiores a 4. O autor define estes solos como sendo compostos de argilas, as quais imprimem características de solos coesivos e compressíveis, geralmente conhecidas como argilas moles ou areias argilosas fofas, de recente deposição, formadas no período Quaternário.

Para Spannenberg (2003), os depósitos de solos moles são compostos predominantemente por grãos minerais, os quais estão diretamente relacionados à forma e ao meio de deposição. Afirmar ainda, que podem existir depósitos orgânicos (turfas), constituídos majoritariamente por resíduos vegetais e animais, húmus e conchas, conferindo-lhes coloração escura e cheiro característico.

As características dos depósitos de argilas, distinguem-se em três aspectos, de acordo com Massad (2010), pelo ambiente, meio e processo de deposição. Dentre os ambientes, ou locais de deposição, estão os canais marítimos, demais áreas litorâneas, planícies de inundação ou várzeas. O meio a que estão submetidas, pode ser de água doce, salgada ou salobra. E por fim, os processos de deposição dos sedimentos, podem ser: fluvial, quando a deposição ocorre nos leitos dos rios ou em planícies alagadiças; deltaico-fluvial, quando há deposição dos sedimentos de um rio em um lago; e, marinho, ocasionado pela flutuação do nível relativo do mar ao longo de milhares de anos (SANTOS, 2015).

De acordo com Kempfert e Gebreselassie (2006), os solos moles são



provenientes de um equilíbrio sob seu próprio peso, não tendo sofrido consolidação secundária significativa desde a sua formação. São capazes de suportar apenas o peso da sobrecarga do próprio solo, e qualquer carregamento adicional resultará em deformação relativamente expressivas. Solos que se encontram em processo de consolidação provocada pelo seu próprio peso, também estão incluídos no grupo de solos moles.

### **2.1.1 Solos moles fluviais**

Solos moles originados pela deposição de sedimentos nas regiões alagadiças, proveniente das enchentes dos rios, são designados por solos moles de origem fluvial (aluviões). Estes por sua vez, nos locais mais baixos da planície, pouco drenados, ocorrem a decantação dos sedimentos mais finos (argilas e siltes), eventualmente combinadas com areias finas, conferindo ao solo uma heterogeneidade em seu perfil (MASSAD, 2010).

Massad (2010) descreve ainda que com a movimentação dos rios ao longo dos anos, onde seus meandros se modificam de acordo com o curso natural fluvial, as áreas de deposição também são alteradas, proporcionando ao solo uma heterogeneidade horizontal.

### **2.1.2 Solos moles marinhos**

O Pleistoceno e o Holoceno, são conhecidos como os ciclos de sedimentação que ocorreram no período Quaternário, intercalados por um intenso processo erosivo, há cerca de 15 mil anos, durante a última era glacial (MASSAD, 2010). Nestes ciclos ocorreram significativas variações do nível do mar, que levaram à formação dos sedimentos marinhos das planícies do litoral brasileiro.

A ingressão do mar em direção ao continente deu origem a dois tipos diferentes de sedimentos. O primeiro, de formação mais antiga, depositado entre 100 mil e 120 mil anos atrás, conhecido como Formação Cananeia, são sedimentos argilosos ou arenosos, significativamente pré-adensados, devido ao rebaixamento de cerca de 150 metros no nível do mar. Em contrapartida, o segundo, de formação mais recente, entre sete mil e cinco mil anos atrás, denominado como Transgressão Santos, são sedimentos marinhos, típicos da região litorânea, originados a partir do alagamento do continente pelo mar e formação de baías e lagunas preenchidas de sedimentos finos e moles (MASSAD, 2010).

No geral, vale salientar que os solos moles apresentam uma relevante característica em comum, a compressibilidade, a qual será aprofundada a seguir.

## 2.2 COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS MOLES

Compressibilidade é uma característica que os materiais possuem de se deformar quando são submetidos à forças externas. A diferença perante os demais materiais é que a estrutura interna dos solos, é passível de ser alterada devido ao carregamento, com deslocamento e/ou ruptura de partículas. Portanto, como a estrutura do solo é considerada heterogênea, formada por grãos, água e ar, define-se compressibilidade, como a diminuição do seu volume sob a ação de cargas aplicadas (MARANGON, 2018).

Para Caputo (2006), ao contrário dos solos permeáveis, como é o caso de areia e pedregulhos, onde a pressão efetiva é praticamente igual à pressão aplicada, situação em que se registram rápidas deformações, os solos pouco permeáveis e muito compressíveis, como as argilas, geram o que se denomina compressão primária ou adensamento. Este fenômeno ocorre devido às diferenças entre as pressões existentes, principalmente pelo acréscimo de pressões efetivas à medida que a carga é aplicada, resultando na variação da altura do solo. Esse processo é explicado pelo princípio das tensões efetivas.

O princípio das tensões efetivas foi proposto por Terzaghi e é representado pela equação 1. A denominada de tensão efetiva ( $\sigma'$ ) é dada pela subtração da parcela de poropressão ( $u$ ) que representa a parcela da tensão total provinda da água presente nos vazios, da tensão normal total devida ao peso próprio dos solos ( $\sigma$ ) (FABRIN, 2017).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

Pinto (2006) afirma que quando o solo se encontra seco, as tensões efetivas correspondem às tensões totais. Se o solo estiver úmido, como as argilas moles, além das tensões devida ao peso próprio, existirá também a poropressão. Por sua vez, a poropressão é consequência do nível da água e cresce linearmente com a profundidade, sem sofrer influência do volume de vazios existente no solo.

Ao considerar um solo saturado, o processo de compressão resulta na expulsão de uma determinada quantidade de água no decorrer do tempo, e conseqüentemente na mesma proporção, ocorre a redução do volume de vazios. Este fenômeno é denominado adensamento, em que há a transferência do excesso de poropressão para a tensão efetiva (FABRIN, 2017).

Em relação ao processo de adensamento, Terzaghi propôs uma analogia mecânica a fim de esclarecer o comportamento deste fenômeno, a qual será abordada a seguir.

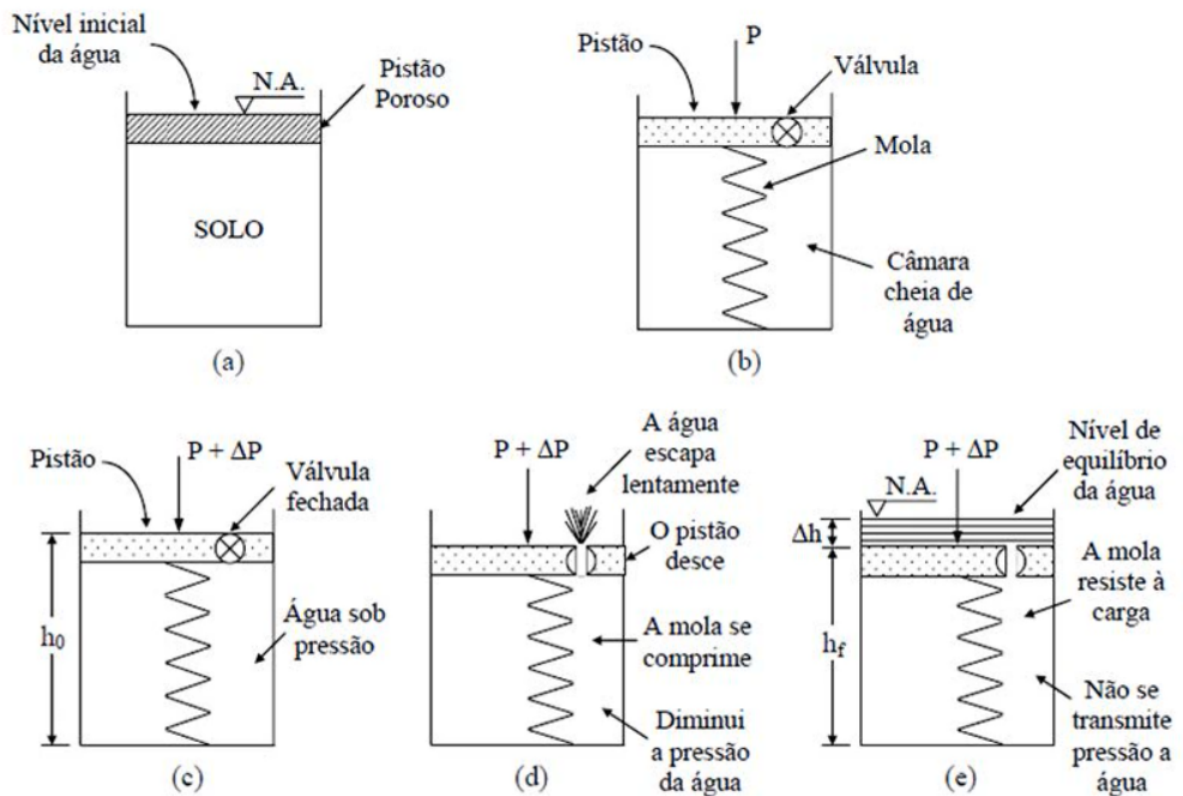
## 2.2.1 Teoria do Adensamento

A análise comportamental de uma camada de solo compressível em termos de deformação unidimensional e fluxo vertical, foi inicialmente apresentada por Terzaghi e Frolich em 1936, consistindo em uma das teorias mais empregadas na engenharia geotécnica (BRASIL, 2015).

Buscando esclarecer o processo de adensamento, Terzaghi formulou uma analogia mecânica, demonstrando que para ocorrer o recalque ou a deformação do solo, faz-se necessário a expulsão de água do interior dos vazios existentes (MARANGON, 2018).

Na tentativa de justificar essa expulsão de água ao decorrer do tempo, a partir do carregamento aplicado e da variação das tensões durante este fenômeno, ele assemelha a estrutura sólida do solo a uma mola, cuja deformação é proporcional a carga a que esta submetida. O fenômeno de adensamento segue as sequências do modelo apresentado na Figura 1, onde representativamente, a mola está inserida em um pistão cheio de água com apenas um estreito orifício em seu êmbolo, de modo a expulsar a água lentamente, simulando o coeficiente de permeabilidade do solo (PINTO, 2006).

Figura 1 – Analogia de Terzaghi representada em sequência.



Fonte: Marangon (2018, p. 79).

De acordo com Pinto (2006), no experimento de Terzaghi, a Teoria do Adensamento baseia-se nas seguintes hipóteses:

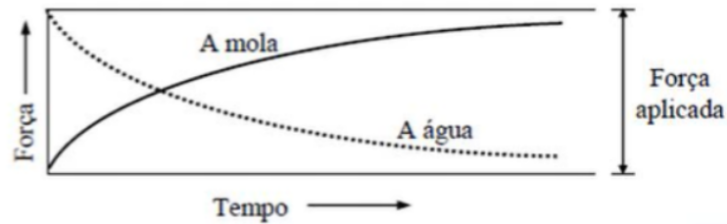
- O solo é totalmente saturado (livre de vazios);
- A compressão e o fluxo de água, são unidimensionais;
- O solo é homogêneo;
- A água e as partículas sólidas são incompressíveis, perante a compressibilidade do solo;
- O solo pode ser representado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de vazios e partículas;
- O fluxo de água é governado pela Lei de Darcy;
- As propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas, apresentam alteração desprezível;
- Em exceção à hipótese anterior, o índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o adensamento.

Com o exemplo físico sugerido na Figura 1(a), ao aplicar-se uma determinada carga sobre o pistão, ainda com a válvula fechada, indicado na Figura 1(b) e (c), nota-se que no instante imediatamente seguinte a mola não se deforma. Tal fato é devido à estrutura estar imersa em água, e por este ser um meio muito menos compressível que a mola, permitindo um comportamento inicial totalmente estático. No instante zero, toda a carga aplicada é suportada pela água, impedindo a variação do volume original e gerando poropressão que será dissipada lentamente com o passar do tempo (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), ao considerar o meio externo sob pressão atmosférica, a partir do momento em que a carga aplicada é transferida para a mola, o fluido tende a deixar o pistão, resultando na deformação da mola (Figura 1(d)).

A medida que a mola passa a ser solicitada em função do deslocamento, enquanto a água é expulsa do sistema, a poropressão diminui e a tensão na mola aumenta. Sendo assim, em qualquer instante, as forças exercidas no pistão, pela mola e pela água devem se igualar, de forma a não haver mais fluxo para o exterior do sistema e obter uma situação de equilíbrio após a ocorrência de recalques (Figura 1(e)). A Figura 2 demonstra a última sequência da analogia, quando ocorre a transferência gradual de carga (MARANGON, 2018).

Figura 2 – Gráfico da transferência gradual de carga.



Fonte: Marangon (2018, p. 79).

Baran (2014) afirma que para fins práticos, recomenda-se utilizar a teoria de Terzaghi apenas nos casos em que o recalque final não ultrapasse 10% da espessura original da camada mole. A autora ainda ressalta que o adensamento do solo é um processo gradual de transferência de tensões entre água (poropressão) e o corpo sólido (tensão efetiva), que possui dois objetivos principais, a previsão de valores parciais ou finais de recalque e o tempo de ocorrência de recalque quando o solo é submetido a determinada sobrecarga.

Terzaghi estabelece como parâmetro da teoria, o grau de adensamento ( $U_z$ ), que é definido como a relação entre a deformação ( $\varepsilon$ ) ocorrida num elemento a uma profundidade  $z$ , num determinado tempo e a deformação desse elemento quando o processo de adensamento estiver finalizado ( $\varepsilon_f$ ), conforme equação 2 (PINTO, 2006).

$$U_z = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \quad (2)$$

A deformação final da amostra após o acréscimo de tensão é dada pela equação 3.

$$\varepsilon_f = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (3)$$

Em um instante  $t$  qualquer, o índice de vazios será  $e$ , e a deformação ocorrida até determinado instante é representado pela equação 4.

$$\varepsilon = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} \quad (4)$$

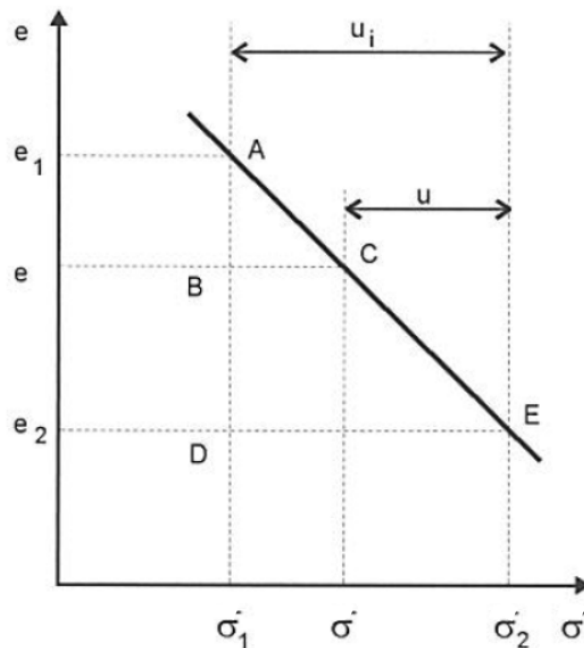
Substituindo as equações 3 e 4 na 2, tem-se a equação 5.

$$U_z = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} \quad (5)$$

Pinto (2006) conclui que o grau de adensamento é a relação simplificada entre a variação do índice de vazios até o instante  $t$  sobre a variação total do índice de vazios devido ao carregamento. O autor, através da teoria, também informa que o grau de adensamento pode ser alcançado pela relação entre a poropressão dissipada até o instante  $t$  e a poropressão total provocada pelo carregamento, que será dissipada durante o adensamento.

Considerando a hipótese de variação linear entre as tensões efetivas e os índices de vazios, representada na Figura 3 a seguir, observa-se que o solo está submetido à tensão efetiva ( $\sigma'_1$ ) com um índice de vazios ( $e_1$ ). Após a aplicação de um acréscimo de pressão, instantaneamente surge uma poropressão de mesmo valor ( $u_i$ ), sem variação de índice de vazios. Gradativamente, a poropressão se dissipa até que todo o acréscimo de pressão seja suportado pela estrutura sólida do solo e o índice de vazios se reduz a ( $e_2$ ) (PINTO, 2006).

Figura 3 – Variação linear do índice de vazios com a pressão efetiva.



Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Sendo assim, por semelhança dos triângulos ABC e ADE, tem-se que o grau de adensamento é igual ao grau de dissipação da poropressão, representado pela equação 6.

$$U_z = \frac{u_i - u}{u_i} \quad (6)$$

Admitida a variação linear entre as tensões efetivas e os índices de vazios, define-se a inclinação da reta como um coeficiente de compressibilidade do solo. Como

a variação da tensão efetiva corresponde uma variação de poropressão, de mesmo valor mas sentido oposto, pode-se afirmar que o coeficiente de compressibilidade do solo é dado pela seguinte equação.

$$a_v = -\frac{de}{d\bar{\sigma}} = \frac{de}{du} \quad (7)$$

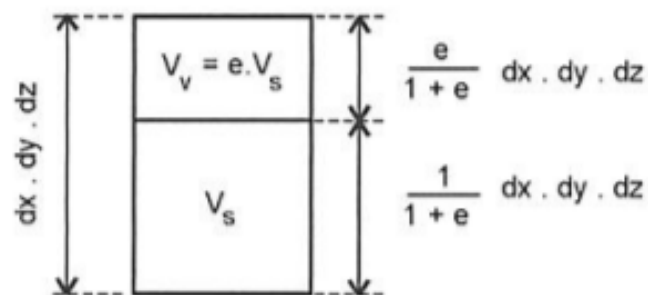
Segundo Pinto (2006), o objetivo principal da teoria é determinar o grau de adensamento para qualquer instante e posição da camada a ser adensada. Isto é, conhecer as deformações, os índices de vazios, as tensões efetivas e as pressões neutras correspondentes.

Para um solo saturado, deriva-se da Lei de Darcy para um fluxo tridimensional, a equação 8 que representa o fluxo vertical unidimensional, indicando a variação de volume pelo tempo.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz \quad (8)$$

Pinto (2006) afirma que a variação do volume do solo se resume na variação dos seus índices de vazios, visto que a água e os grãos sólidos são praticamente incompressíveis se comparados à estrutura sólida do solo. Assim, através do esquema apresentado na Figura 4, ao considerar os volumes de vazios e sólidos para um solo saturado, obtém-se a equação 9 em termos de volume total.

Figura 4 – Relação entre vazios e sólidos para solo saturado.



Fonte: Pinto (2006, p. 211).

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{dx dy dz}{1 + e} \quad (9)$$

Em razão da última parcela da equação 9, referente ao volume dos sólidos, ser invariável com o tempo, é possível igualar esta expressão com a obtida na equação 8,

de forma a escrever a equação 10 a seguir:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{1}{1+e} \quad (10)$$

Visto que o fluxo tende a ocorrer unidimensionalmente, no sentido vertical, como exposto por Pinto (2006), sabe-se que somente a carga em excesso à hidrostática provoca fluxo. Sendo assim, a carga  $h$  na equação 10 pode ser substituída pela pressão na água,  $u$ , dividida pelo peso específico da água,  $\gamma_w$ , de forma a obter a equação 11.

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (11)$$

O primeiro termo da equação 11 é denominado de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), pois refere-se à algumas características do solo, como permeabilidade, porosidade e compressibilidade. Assim, a equação diferencial do adensamento assume a seguinte expressão (PINTO, 2006):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (12)$$

De acordo com Pinto (2006), para o adensamento unidimensional, algumas condições limites são impostas:

- Drenagem completa em ambas extremidades da amostra, logo, para  $t = 0$ , a sobrepressão também é nula nas extremidades;
- A sobreporopressão inicial, constante ao longo da altura da camada, é igual ao acréscimo de pressão aplicada.

No processo de integração da equação 12, a variável tempo está associada ao coeficiente de adensamento e à maior distância de percolação. Assim, define-se como fator tempo ( $T$ ), o período de tempo de ocorrência do processo de adensamento, conforme a equação a seguir.

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (13)$$

Onde:

- $c_v$  é o coeficiente de adensamento (cm<sup>2</sup>/s);
- $t$  é o tempo (s);
- $H_d$  é a metade da espessura da amostra  $H$ , indicando a maior distância de percolação da água (cm).



Ao considerar os limites definidos anteriormente, a integração da equação 12 resulta na seguinte expressão:

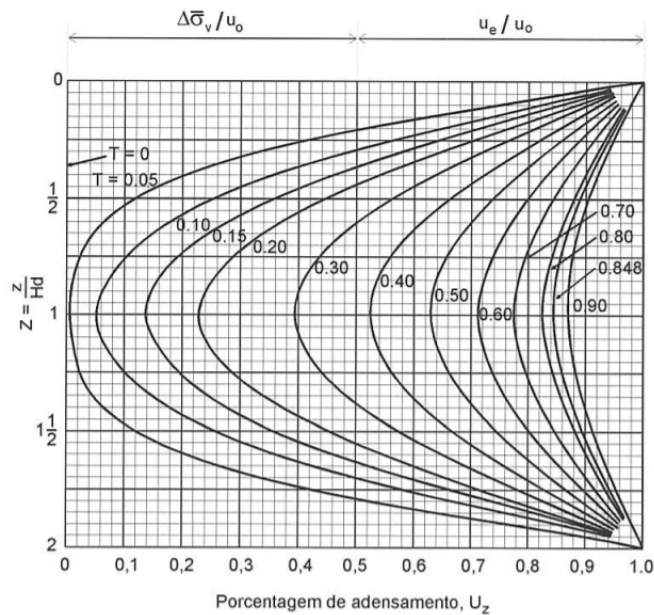
$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left( \sin \frac{Mz}{H_d} \right) e^{-M^2 T} \quad (14)$$

Onde:

- $M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$ ;
- $z$  é a distância do topo da camada compressível até o ponto considerado (m).

A solução da equação 14 para diversos tempos após o carregamento está indicada na Figura 5, a qual aponta o grau de adensamento ( $U_z$ ) para um determinado tempo de adensamento ao longo da profundidade. As curvas apresentadas são chamadas de isócronas e mostram como a dissipação da poropressão e as deformações ocorrem mais rapidamente nas extremidades (faces de drenagem), se comparadas ao interior da camada (PINTO, 2006).

Figura 5 – Grau de adensamento em função da profundidade e do fator tempo.



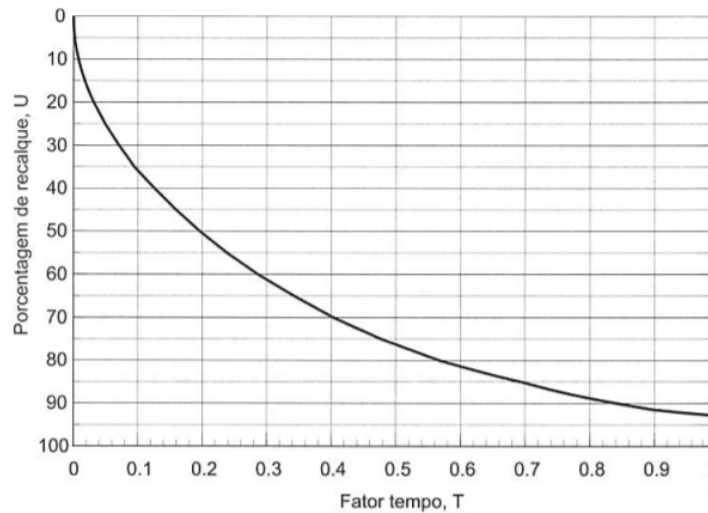
Fonte: Pinto (2006, p. 213).

Segundo Pinto (2006), o recalque observado na superfície do terreno é proveniente da somatória das deformações verticais ao longo da profundidade do solo. A média dos graus de adensamento, ao longo da espessura da camada adensável, dá origem ao grau de adensamento médio, que é expresso pela seguinte equação.

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T} \quad (15)$$

O grau de adensamento médio ( $U$ ) é denominado porcentagem de recalque, visto que indica a relação entre o recalque sofrido até o instante considerado e o recalque total referente ao carregamento aplicado. A equação 15 está representada graficamente na Figura 6, assim como os valores de  $U$  para valores distintos de  $T$ , estão indicados na Tabela 1 (PINTO, 2006).

Figura 6 – Curva de adensamento.



Fonte: Pinto (2006, p. 214).

Tabela 1 – Fator tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela Teoria de Terzaghi.

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0,0001	21	0,0346	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,0380	42	0,138	62	0,307	82	0,610
3	0,0007	23	0,0415	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,0452	44	0,152	64	0,329	84	0,658
5	0,0020	25	0,0491	45	0,159	65	0,340	85	0,684
6	0,0028	26	0,0531	46	0,166	66	0,351	86	0,712
7	0,0038	27	0,0572	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,0050	28	0,0616	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,0660	49	0,189	69	0,389	89	0,809
10	0,0078	30	0,0707	50	0,197	70	0,403	90	0,848
11	0,0095	31	0,0755	51	0,204	71	0,416	91	0,891
12	0,0113	32	0,0804	52	0,212	72	0,431	92	0,938
13	0,0133	33	0,0855	53	0,221	73	0,445	93	0,992
14	0,0154	34	0,0908	54	0,230	74	0,461	94	1,054
15	0,0177	35	0,0962	55	0,239	75	0,477	95	1,128
16	0,0201	36	0,102	56	0,248	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,257	77	0,510	97	1,335
18	0,0254	38	0,113	58	0,266	78	0,528	98	1,500
19	0,0283	39	0,119	59	0,276	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,287	80	0,567	100	∞

Fonte: Pinto (2006, p. 215).

A curva apresentada na Figura 6, além de indicar como os recalques por

adensamento se comportam ao longo do tempo, determina o recalque total da camada compressível, apresentando os valores de poropressão dissipada (POSSAMAI, 2016).

De acordo com Das (2007), a magnitude do recalque em qualquer tempo ( $t$ ) pode ser calculado multiplicando o grau de adensamento médio ( $U$ ) pelo recalque total previsto, conforme expressão a seguir.

$$\rho = \rho(T)U \quad (16)$$

### 2.2.2 Recalques

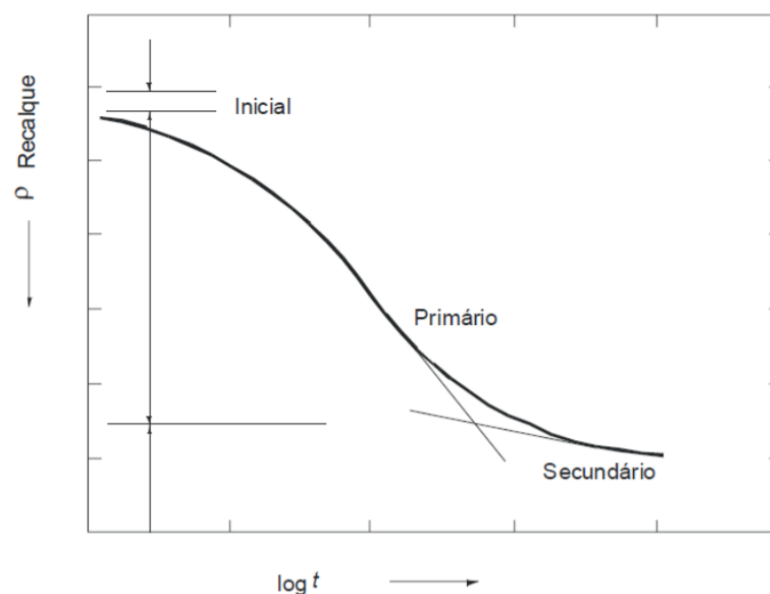
Os recalques ocorrem devido à compressibilidade dos solos, ou seja, a redução de seu volume por efeito da aplicação de cargas, em especial aqueles que se referem a compressibilidade de uma determinada camada de solo, em condição saturada e confinada lateralmente, caracterizando os chamados recalques por adensamento ou consolidação (CAPUTO, 2006).

Em casos de aterros de rodovias por exemplo, a estimativa de recalques é fundamental, pois tende a eliminar os efeitos de ondulações na pista, trincas e ressaltos nos encontros de aterros com pontes e viadutos (MASSAD, 2010).

De acordo com Caputo (2006), as deformações dos solos não podem ser verificadas imediatamente após a aplicação das cargas, mas sim em função do tempo, tendo como modelo o que ocorre com as argilas e demais solos finos.

Segundo Das (2007), o recalque do solo causado por cargas, pode ser dividido em três categorias, como mostra a Figura 7.

Figura 7 – Evolução dos recalques com o tempo.



Fonte: Marangon (2018, p. 76).

1. Recalque elástico ou recalque imediato (inicial ou não-drenado) ( $\rho_i$ ), causado a partir da deformação elástica do solo sem qualquer alteração no teor de umidade natural. Os cálculos deste recalque baseiam-se em equações derivadas da teoria da elasticidade;
2. Recalque por adensamento primário ( $\rho_p$ ), resultante de uma alteração volumétrica em solos coesivos saturados devido a expulsão de água que ocupa os vazios;
3. Recalque por compressão secundária ( $\rho_{sec}$ ), observado em solos coesivos saturados, atribuído a um ajuste plástico das partículas do solo em busca de um arranjo mais estável. Forma adicional de compressão que ocorre sob tensão efetiva constante.

Então, o recalque total ( $\rho_t$ ), dado em metros, é determinado somando-se todas as três parcelas, conforme equação a seguir.

$$\rho_t = \rho_i + \rho_p + \rho_{sec} \quad (17)$$

#### 2.2.2.1 Recalque elástico ou recalque imediato

O recalque elástico ou recalque imediato (inicial ou não-drenado), ocorre simultaneamente após a aplicação de uma carga sem existir a variação de volume do solo e nem a alteração do teor de umidade. Está associado a deformações elásticas cisalhantes a volume constante, logo após a colocação do aterro sobre o terreno (MARANGON, 2018).

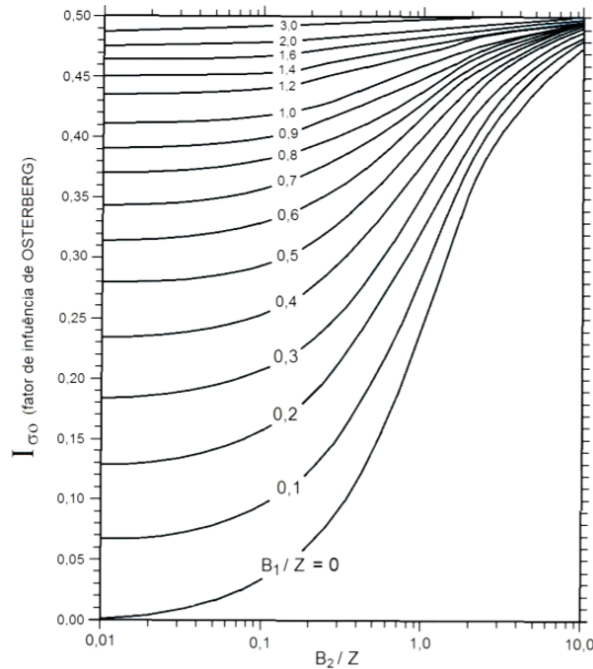
Segundo Pinto (2006), a Teoria da Elasticidade, empregada para o cálculo das tensões no interior do solo devido a carregamentos na superfície pode ser utilizada para a determinação do recalque elástico.

$$\rho_i = \frac{I\sigma_o B(1 - \nu^2)}{E} \quad (18)$$

Onde:

- $\sigma_o$  é a pressão uniformemente distribuída na superfície (kPa);
- $E$  e  $\nu$  são os parâmetros de deformabilidade do solo;
- $B$  é a largura (ou diâmetro) da área carregada (m);
- $I$  é um fator de influência, fornecido pelo Ábaco de Osterberg, conforme Figura 8, que determina a tensão vertical devido a uma carga em forma de trapézio de comprimento infinito (como por exemplo um aterro rodoviário, objeto de estudo deste trabalho).

Figura 8 – Ábaco de Osterberg.

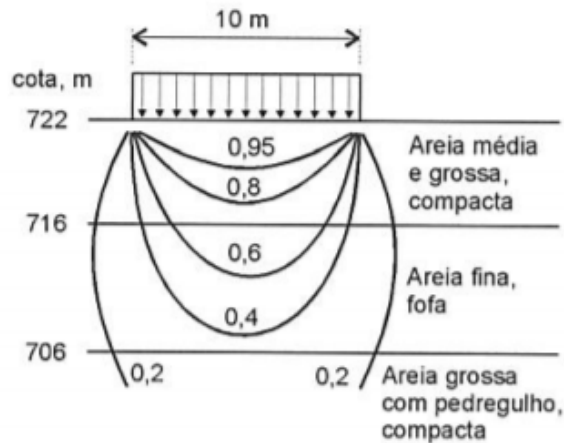


Fonte: Viana (2012).

Para Almeida e Marques (2014), o recalque imediato possui pequena magnitude em relação ao recalque por adensamento, principalmente em casos de aterros com grandes dimensões, comparadas à espessura da camada adensável.

Cabe ressaltar que a Teoria da Elasticidade é viável apenas em materiais homogêneos, portanto a aplicação da teoria, de maneira mais simples, é inválida em solos heterogêneos, constituídos de camadas com diferentes compressibilidades, conforme ilustrado na Figura 9 (PINTO, 2006).

Figura 9 – Aplicação da Teoria da elasticidade em solo heterogêneo.



Fonte: Pinto (2006, p. 188).

Segundo Pinto (2006), o recalque que ocorre nas camadas mais frágeis, solo arenoso fino e fofo, é muito maior do que o das camadas situadas acima ou abaixo dela. Sendo assim, a aplicação da equação 18, com apenas um módulo de elasticidade, indicaria o recalque condizente à deformação do solo em todo o bulbo de tensões indicado, o que não corresponde à realidade da Figura 9.

### 2.2.2.2 Recalque por adensamento primário

O recalque por adensamento primário é dado pela consolidação do solo, devido à expulsão da água dos vazios, o que reduz o índice de vazios. Em solos arenosos estes recalques são irrelevantes em função da alta permeabilidade e a drenagem das poropressões ocorre de forma imediata. Já nos solos finos, onde a condutividade hidráulica é muito inferior, se comparado aos solos arenosos, o excesso de poropressão dissipa-se gradualmente durante um longo período, conforme citado anteriormente (DAS, 2007).

Assim, para o cálculo do recalque primário, utiliza-se a seguinte equação:

$$\rho_p = \frac{H}{1 + e_o} [C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}}\right)] \quad (19)$$

Onde:

- $H$  é a espessura da camada compressível (m);
- $e_o$  é o índice de vazios inicial ;
- $C_r$  é o índice de recompressão;
- $C_c$  é o índice de compressão;
- $\sigma'_{vm}$  é a tensão de pré-adensamento (kPa);
- $\sigma'_{vo}$  é a tensão efetiva vertical inicial (kPa);
- $\Delta\sigma_v$  é o acréscimo de tensão no centro da camada compressível (kPa).

Existem duas situações para o cálculo do recalque por adensamento primário, a primeira, quando a tensão aplicada é menor que as anteriormente suportadas pelo solo (tensão de pré-adensamento), caso em que a argila encontra-se no trecho de recompressão, tratando-se de uma argila pré-adensada, utilizando apenas a parcela de  $C_r$  da equação 19. Já para as argilas normalmente adensadas, quando a tensão aplicada é maior que  $\sigma'_{vm}$ , a variação de tensões encontra-se na zona de compressão, aplicando apenas a parcela de  $C_c$  (PINTO, 2006).

### 2.2.2.3 Recalque por compressão secundária

O recalque por adensamento secundário ou também conhecido como fluência, está associado à deformações constatadas após o final do processo de adensamento primário, quando os excessos de poropressões forem totalmente dissipados e as

tensões efetivas se encontrarem estabilizadas. Sendo assim, diferentemente dos recalques imediato e primário, o recalque secundário ocorre para tensões efetivas constantes (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Com a total dissipação do excesso de poropressão, é comum ocorrer uma alteração no posicionamento das partículas, visando obter um arranjo mais estável. De acordo com Ladd C.C.; Foott e Poulos (1977), as deformações durante a compressão secundária ocorrem devido as partículas de solo se encontrarem em equilíbrio instável após o adensamento primário.

Segundo Almeida e Marques (2014), o adensamento secundário é tratado pelos pesquisadores por duas hipóteses:

1. Hipótese A, em que o adensamento secundário é levado em consideração apenas ao final do primário, independentemente das condições de drenagem;
2. Hipótese B, considera que a resistência à compressão de uma argila, depende da temperatura e da velocidade de deformação vertical.

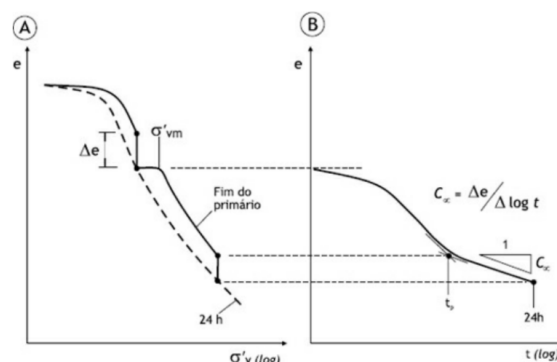
Para Almeida e Marques (2014), a abordagem tradicional é dada pela hipótese A, onde o adensamento secundário se manifesta após o primário, de acordo com a Figura 10(a). Os autores admitem ainda, que para cada incremento de tensão vertical aplicada, calcula-se o coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha$ ), conforme Figura 10(b). A equação que define o valor da compressão secundária é dada por:

$$\rho_{sec} = \frac{C_\alpha H \log\left(\frac{t}{t_p^*}\right)}{1 + e_o} \quad (20)$$

Onde:

- $C_\alpha$  é o coeficiente de compressão secundária;
- $H$  é espessura da camada compressível (m);
- $t$  é o tempo final (s);
- $t_p^*$  é o tempo para ocorrência de compressão primária (s);
- $e_o$  é o índice de vazios inicial.

Figura 10 – Abordagem tradicional da compressão secundária.



Fonte: Almeida e Marques (2014, p. 82).

Ortigão (2007) descreve que na maioria dos solos a fluência tem menor importância, visto que a magnitude é inferior aos demais tipos de recalque, por este motivo são desprezados em determinadas análises. Ao longo dos anos, através das medições de recalques, permitiu-se classificar os solos quanto à fluência, sendo praticamente inexistente em solos arenosos e nos solos argilosos representam uma pequena parcela, de 5 a 10% do recalque total.

Conhecida a problemática dos recalques em solos moles, conforme mencionado anteriormente, a construção de aterros sobre estes solos requer precaução e investigações geotécnicas a fim de caracterizar o depósito, além da avaliação do método construtivo mais adequado para a obra em questão.

### **2.2.3 Construção de Aterros sobre Solos Moles**

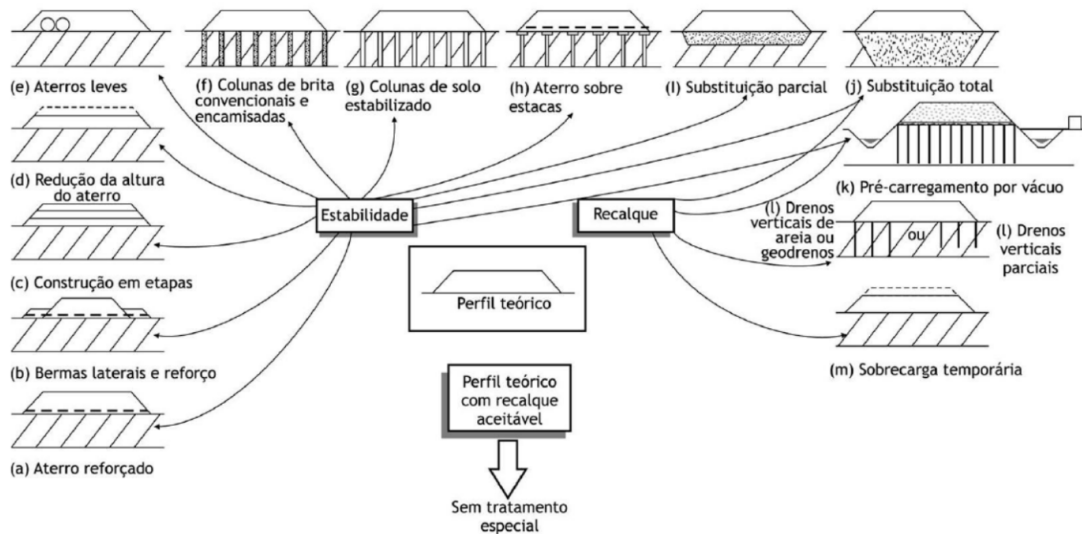
Almeida e Marques (2014) definem alguns fatores importantes e a solução mais adequada para determinação do método de construção de aterros sobre solos moles. Os autores também afirmam que no momento da escolha do método a ser utilizado, deve ser levado em consideração as características geotécnicas do depósito, qual a finalidade da ocupação da área e da vizinhança, os prazos construtivos e os custos envolvidos.

Em algumas situações, como por exemplo aterro em áreas industriais, pode ser possível a convivência com recalques pós-construtivos, considerando apenas manutenções periódicas do aterro, sem a necessidade de estabilização dos recalques. Em outros casos, como aterros implantados para empreendimentos imobiliários, a convivência com recalques é inaceitável, por isso a utilização de técnicas para a aceleração dos recalques antes da obra torna-se uma alternativa indicada (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Na Figura 11 são expostos alguns métodos construtivos de aterros sobre solos moles, empregados para solucionar e minimizar problemas de recalque e estabilidade ao longo do tempo. Alguns métodos contemplam o controle de recalques, outros o controle de estabilidade, mas a maioria dos métodos contempla as duas questões. A geometria dos aterros e as características geotécnicas são fatores variáveis e a metodologia construtiva a ser adotada deve ser analisada para cada situação. No caso dos solos muito moles, é recorrente a utilização de reforço geossintético associado às alternativas expostas (ALMEIDA; MARQUES, 2014).



Figura 11 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.



Fonte: Almeida e Marques (2014, p. 31).

Segundo Almeida e Marques (2014), restrições de prazo podem inviabilizar a execução de aterros convencionais ou sobre drenos verticais, propiciando a implantação de aterros sobre elementos de estacas ou de aterros leves, embora estes últimos apresentem custos elevados. A remoção do solo mole pode ser utilizada quando a espessura da camada for menor e as distâncias de transporte não forem grandes. Os autores ainda ressaltam que restrições de espaço também inviabilizam o uso de bermas de equilíbrio, principalmente no caso de vias urbanas.

A Tabela 2 resume as metodologias construtivas apresentadas acima e suas principais características. Almeida e Marques (2014) afirmam que o uso simultâneo de diversas técnicas construtivas é muito comum perante os desafios construtivos.

Tabela 2 – Resumo das metodologias executivas e suas características.

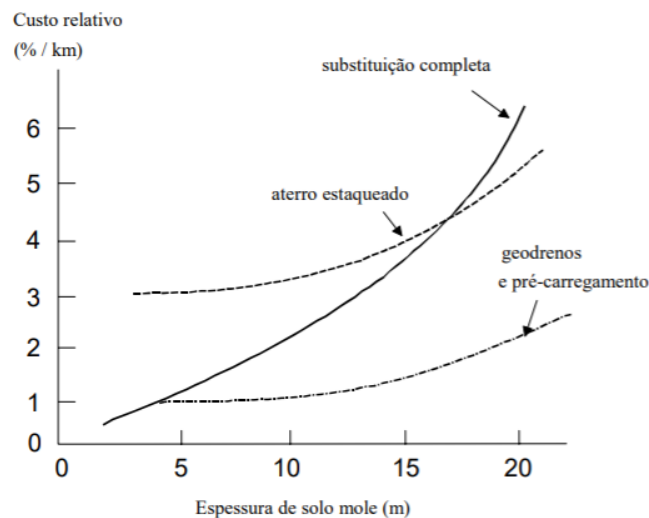
Metodologias construtivas	Características
Aterro convencional	Estabilização dos recalques é lenta
Remoção da camada mole total ou parcial	Efícaz, rápido, grande impacto ambiental; necessária sondagem para aferição da quantidade de solo removido.
Aterro sobre drenos verticais com sobrecarga ou uso de vácuo	Estabilização dos recalques é mais rápida do que Aterro convencional, mais oneroso.
Aterro com bermas laterais	Requer espaço lateral
Aterro reforçado	Usado em geral em conjunto com outras técnicas (aterros convencionais; aterro com drenos; aterro com sobrecarga).
Aterro construído em etapas	Usado quando reforço e berma são insuficientes, longo prazo.
Aterro de material leve	Rápido, reduz recalques, oneroso.
Aterro sobre colunas granulares	Rápido, reduzem recalques, melhora a estabilidade, oneroso.
Aterros estruturados (sobre estacas)	Rápido, reduzem recalques, melhora a estabilidade, oneroso.

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2014).

A Figura 12 apresenta uma comparação qualitativa entre custos de algumas das soluções apresentadas anteriormente. De acordo com o manual DNER 381 (1998), são ressaltados os seguintes aspectos:

- A substituição de solos moles só é econômica para espessuras pequenas, em geral inferiores a 3 metros;
- Para espessuras de solo mole até 20 metros, a solução em geral mais econômica é o emprego de geodrenos e sobrecarga;
- A solução de aterro estaqueado tem como vantagem não haver tempo de espera para o adensamento, porém o tempo de cravação das estacas pode ser grande.

Figura 12 – Comparação entre custos das alternativas de solução.



Fonte: DNER 381 (1998).

A única maneira de selecionar o método de execução mais eficiente e econômico para a construção de aterros sobre um depósito de solo mole é conhecendo as características do material que se está trabalhando. Por esta e entre outras razões, são realizadas as investigações geotécnicas do subsolo.

### 2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Na engenharia civil, a realização de toda e qualquer obra está fundamentada preliminarmente na investigação geotécnica, visando definir o tipo de solo, as profundidades de ocorrência dos mesmos e a posição do nível d'água, de modo a obter um perfil estratigráfico. Considerando a problemática dos solos coesivos em questão, em um projeto de aterro sobre solos moles, torna-se indispensável conhecer as propriedades do subsolo, através da realização de ensaios de laboratório e de campo (GUESSER, 2019).

Almeida e Marques (2014) apontam que as investigações geotécnicas em

regiões com ocorrência de solos moles possuem uma programação a ser cumprida, a qual consiste na execução de investigações preliminares e complementares. As investigações preliminares são utilizadas em toda obra, partindo da premissa que independente do tipo de solo investigado, o engenheiro deve determinar o perfil estratigráfico através de sondagens a percussão e, finalmente, definir com as investigações complementares, de campo e laboratório, os parâmetros geotécnicos de projeto.

Os ensaios de campo geram resultados imediatos e mais econômicos se comparados aos ensaios de laboratório, no entanto, existem ensaios de laboratório que complementam as informações obtidas em campo. Tais ensaios permitem a utilização de parâmetros mais refinados, como por exemplo, o ensaio de adensamento, destinado a avaliar parâmetros de deformação dos solos moles (MASSAD, 2010).

Atualmente, existem inúmeros ensaios de campo que são utilizados individualmente para determinar parâmetros específicos do solo, com base nas propriedades do subsolo estudado. Schnaid e Odebrecht (2012), apontam que cada um dos ensaios possui uma aplicabilidade distinta com relação aos parâmetros a serem obtidos, conforme indicado na Figura 13.

Figura 13 – Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ* para determinação de parâmetros específicos do solo.

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	Parâmetros											
				u	$\phi'$	$S_u$	$D_r$	$m_v$	$c_v$	$K_0$	$G_0$	$\sigma_h$	OCR	$\sigma$ - $\epsilon$	
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-	
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-	
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-	
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C	
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B	
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C	
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-	
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-	
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C	
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B	
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C	
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B	
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-	
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-	
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*;  $\phi'$  = ângulo de atrito efetivo;  $S_u$  = resistência ao cisalhamento não drenada;  $D_r$  = densidade relativa;  $m_v$  = módulo de variação volumétrica;  $c_v$  = coeficiente de consolidação;  $K_0$  = coeficiente de empuxo no repouso;  $G_0$  = módulo cisalhante a pequenas deformações;  $\sigma_h$  = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento;  $\sigma$ - $\epsilon$  = relação tensão-deformação.

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 16).

## 2.3.1 Investigações preliminares

### 2.3.1.1 Sondagem à percussão

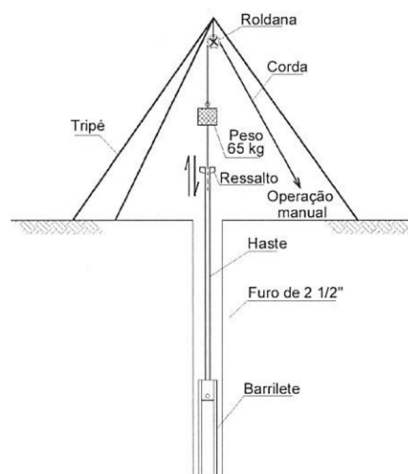
A primeira etapa da investigação geotécnica é a investigação preliminar, a qual consiste na realização de sondagens a percussão, normalizada pela NBR 6484 (ABNT, 2020), visando definir os tipos de solos em suas respectivas profundidades, espessuras das camadas e os perfis geológicos. O SPT é o ensaio geotécnico mais utilizado, prático e econômico em todo o mundo (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que o ensaio representa uma medida de resistência dinâmica associada à uma sondagem de simples reconhecimento. O SPT possui outras finalidades além da caracterização dos tipos de solo, como por exemplo, a identificação da posição do nível do lençol freático.

A realização do ensaio se inicia pela perfuração através de trado e circulação de água, utilizando um trépano de lavagem como instrumento de escavação. Nesta etapa, é possível caracterizar o material retirado com a água, de modo tátil-visual, permitindo identificar o tipo de solo e a provável alteração da camada (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Com o amostrador já conectado à haste, este é cravado por meio de um martelo de 65 kg, o qual é elevado a uma altura de 75 cm e deixado cair livremente como mostra a Figura 14. A cravação no solo se dá por sucessivas quedas do martelo, até uma penetração de 45 cm. As amostras são retiradas e submetidas a análises tátil-visuais, possibilitando indicação de consistência ou compactidade do solo. Na maioria das vezes, estas características que definem o estado do solo, são tidas com base na resistência à penetração do amostrador, conhecida como o número N do SPT, ou de maneira simplificada, o  $N_{SPT}$  do solo (PINTO, 2006).

Figura 14 – Esquema de Perfuração - Amostrador Padrão SPT.



Fonte: Pinto (2006, p. 47).

Pinto (2006) afirma que durante a amostragem é preciso anotar qual o número de golpes que o martelo permite cravar 15 cm do amostrador. O autor ressalta que os primeiros 15 cm são desprezados e a resistência à penetração é definida como o número de golpes necessários para cravar os próximos 30 cm do amostrador. Em casos de o solo possuir baixíssima resistência, a aplicação do primeiro golpe do martelo gera uma penetração superior a 45 cm, nesta situação o resultado deve ser anotado pela relação do número de golpes com a respectiva penetração. Em contrapartida, quando o solo apresenta elevada resistência, não ocorrendo a penetração de todo o amostrador, o SPT é anotado da mesma maneira, porém, desta vez, com a relação de um maior número de golpes sobre uma pequena penetração.

Em solos muito moles é comum o registro do  $N_{SPT}$  ser igual a zero e até haver penetração do equipamento sem a aplicação de golpes, apenas com penetrações provocadas pelo peso próprio do equipamento. No ensaio busca-se definir a espessura das camadas de argila mole e as camadas intermediárias com características distintas. A sondagem deve atingir profundidades abaixo da camada de solo mole, de modo a caracterizar as camadas drenantes e/ou impenetráveis (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Como citado anteriormente, o estado do solo em função da resistência à penetração, é classificado por sua compactidade, quando areia ou silte arenoso, ou no caso do presente trabalho, pela consistência, quando argila ou silte argiloso (PINTO, 2006). Sendo assim, o Quadro 1 apresenta a classificação dos solos argilosos de acordo com a respectiva consistência.

Quadro 1 – Estados de consistências das argilas e siltes argilosos.

Solo	$N_{SPT}$	Consistência
Argilas e siltes argilosos	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	$> 30$	Dura(o)

Fonte: Adaptado de NBR 6484 (ABNT, 2020).

Schnaid e Odebrecht (2012), apontam que o SPT apresenta dificuldade de obtenção de parâmetros, permitindo apenas analisar qualitativamente as características dos solos moles. O ensaio não é indicado para avaliar as deformações dos solos moles, visto que a tensão de pré-adensamento, fundamental na análise de recalques, não pode ser obtida asseguradamente somente com a sondagem a percussão. Os autores sugerem a realização de ensaios de adensamento edométrico, de palheta e principalmente o piezocone, que será enfatizado neste trabalho.

## 2.3.2 Investigações Complementares

### 2.3.2.1 Ensaio de Piezocone (CPTU)

Na Mecânica dos Solos, o ensaio mais indicado para determinar a estratigrafia de solos coesivos, as propriedades dos materiais, principalmente em depósitos de argilas moles, a obtenção dos coeficientes de adensamento, e a previsão da capacidade de carga de fundações é o CPTU (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

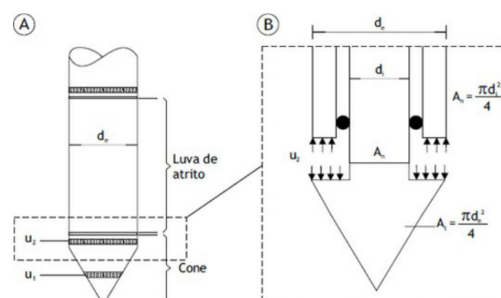
Este ensaio, conhecido como cone de penetração estática, trata-se de um cone elétrico com uma pedra porosa em sua extremidade, que permite medir o excesso de poropressão gerada no momento da cravação. A dissipação do excesso da poropressão durante o período de adensamento dos aterros, permite determinar o coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) do solo, e conseqüentemente, sua permeabilidade, tornando-se um excelente detector de camadas drenantes de areia quando imersas em depósitos de argilas moles (MASSAD, 2010).

De acordo com Almeida e Marques (2014), o CPTU consiste na cravação contínua de um elemento cilíndrico de ponta cônica a uma velocidade constante na ordem de 20 mm/s, com uma margem de erro de 5 mm/s, conforme MB 3406 (ABNT, 1991), que normatizava o ensaio no Brasil. Com a cravação do equipamento no solo, são obtidos parâmetros relevantes ao projeto geotécnico: a resistência de ponta ( $q_c$ ) e por atrito lateral ( $f_s$ ), a razão de atrito ( $R_f$ ), relação de atrito lateral sobre a resistência de ponta, e as poropressões geradas e dissipadas.

As principais vantagens do ensaio são a rapidez na execução, a confiabilidade dos resultados, e o registro de 2 em 2 cm dos resultados do ensaio. Com este registro, obtém-se informações detalhadas da estratigrafia do subsolo, eliminando qualquer influência do operador nas medidas do ensaio

Os autores informam que para a medida de poropressões, o ideal é possuir o registro em pelo menos dois pontos distintos, conforme Figura 15(A), um na face da ponteira ( $u_1$ ) e o outro na base do cone ( $u_2$ ), este destinado a corrigir a resistência de ponta (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Figura 15 – Detalhe da sonda do piezocone: (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta.



Fonte: Almeida e Marques (2014, p. 63).

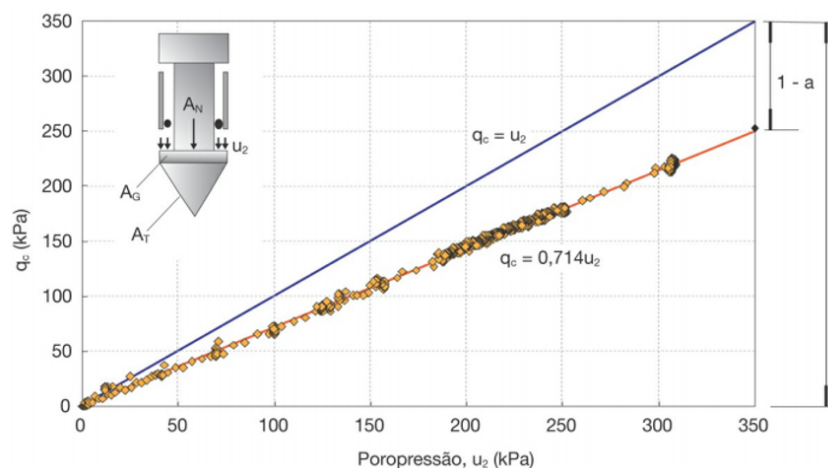
Para Almeida e Marques (2010), considerando a desigualdade da poropressão exercida na ponta, Figura 15(B), faz-se necessário corrigir a resistência de ponta resultante do ensaio, por meio da equação 21:

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (21)$$

Onde:

- $q_t$  é a resistência de ponta corrigida (kPa)
- $q_c$  é a resistência de ponta medida no cone (kPa)
- $u_2$  é a poropressão medida na base do cone (kPa)
- $a$  é a relação de áreas  $A_n/A_t$ , definida por meio da calibração do equipamento, de acordo com a Figura 16. Valor geralmente fornecido pela empresa responsável pela execução do ensaio.

Figura 16 – Correções impostas às medidas de ensaios de piezocone.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 88).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), as medidas de poropressão provenientes do ensaio, permitem a determinação do parâmetro de poropressão e classificação do solo, definido pela grandeza normalizada  $B_q$ , através da equação 22:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v_0}} \quad (22)$$

Em que  $u_0$  são as poropressões e  $\sigma_{v_0}$  é a tensão vertical total na profundidade do ensaio, ambos medidos em kPa.

A ocorrência de solos moles é indicado por meio de valores de  $B_q$  entre 0,50 e 1,0 e elevados valores de  $R_f$ . Ainda, baixos valores de atrito lateral também apontam a incidência de solos moles (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).



A impossibilidade da coleta de amostras pelo ensaio é uma das maiores desvantagens do mesmo, pelo fato de impedir a identificação e a classificação das camadas de maneira tátil visual. No entanto, é possível a utilização de métodos propostos por diversos autores, que classificam os solos através de ábacos, como os propostos por Robertson (1990) (Figura 17), que relacionam três grandezas normalizadas representadas pelas equações 22, 23 e 24. Estas metodologias permitem identificar nove zonas em que os materiais podem se enquadrar. As zonas e seus respectivos tipos de solos podem ser observadas na Tabela 3.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo} - u_o} \quad (23)$$

Onde:

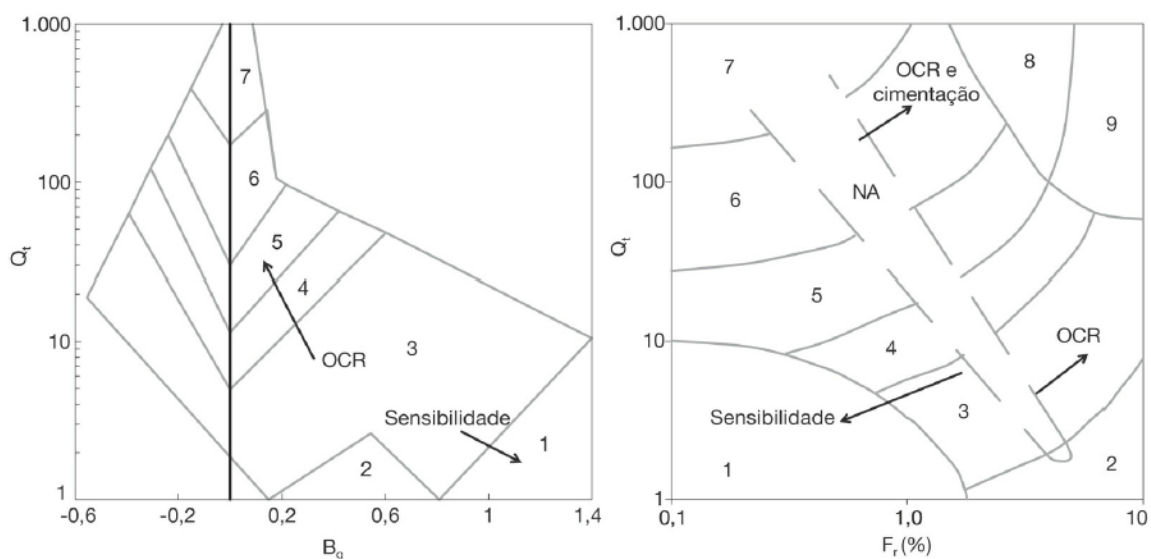
- $Q_t$  é a grandeza normalizada;
- $q_t$  é a resistência de ponta corrigida (kPa);
- $u_o$  é a poropressão hidrostática na profundidade do ensaio (kPa);
- $\sigma_{vo}$  é a tensão vertical total na profundidade do ensaio (kPa).

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} 100\% \quad (24)$$

Onde:

- $F_r$  é a grandeza normalizada;
- $f_s$  é a resistência por atrito lateral medida no cone (kPa).

Figura 17 – Ábacos propostos por Robertson (1990) para identificação do comportamento típico de solos.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 91).



Tabela 3 – Zonas e seus respectivos tipos de solo.

Zona	Tipos de solo
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argila - argila siltosa
4	Argila siltosa - silte argiloso
5	Silte arenoso - areia siltosa
6	Areia limpa - areia siltosa
7	Areia com pedregulho - areia
8	Areia - areia limpa
9	Areia finas rígidas

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), algumas modificações foram propostas por Jefferies e Davies (1993) e Robertson e Wride (1998) quanto a classificação dos solos, onde o índice de classificação do material ( $I_{cRW}$ ) foi apresentado para classificar os solos, sendo determinado pela equação 25.

$$I_{cRW} = \sqrt{(3,47 - \log(Q_t))^2 + (1,22 + \log(F_r))^2} \quad (25)$$

As zonas referentes aos tipos de solos em função dos valores de  $I_{cRW}$  são definidas na Tabela 4.

Tabela 4 – Classificação do solo de acordo com  $I_{cRW}$ .

Classificação do solo	Faixa de $I_{cRW}$
Argilas orgânicas	$3,6 < I_{cRW}$
Argilas	$2,95 < I_{cRW} < 3,6$
Misturas de siltes	$2,60 < I_{cRW} < 2,95$
Misturas de areias	$2,05 < I_{cRW} < 2,60$
Areias	$1,31 < I_{cRW} < 2,05$
Areias com pedregulhos	$I_{cRW} < 1,31$

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

Referente aos parâmetros geotécnicos de solos moles, o piezocone permite principalmente a estimativa da resistência não drenada, avaliação de histórico de tensões, estado de tensões e estimativa do módulo de deformabilidade e coeficiente de adensamento (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Para Schnaid e Odebrecht (2012), a resistência não drenada ( $S_u$ ) é

determinada de forma indireta e a equação de maior uso na prática de engenharia é a equação 26.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (26)$$

Os valores de  $N_{kt}$  variam de depósito para depósito e podem variar em profundidade, devido à heterogeneidade dos perfis de solos moles. De acordo Almeida e Marques (2014) estes valores tendem a variar entre 10 e 20 e sofrem influência do equipamento utilizado no ensaio. A Figura 18 demonstra valores típicos de  $N_{kt}$  para solos brasileiros, sendo 12 o valor médio.

Figura 18 – Valores de  $N_{kt}$  para solos brasileiros.

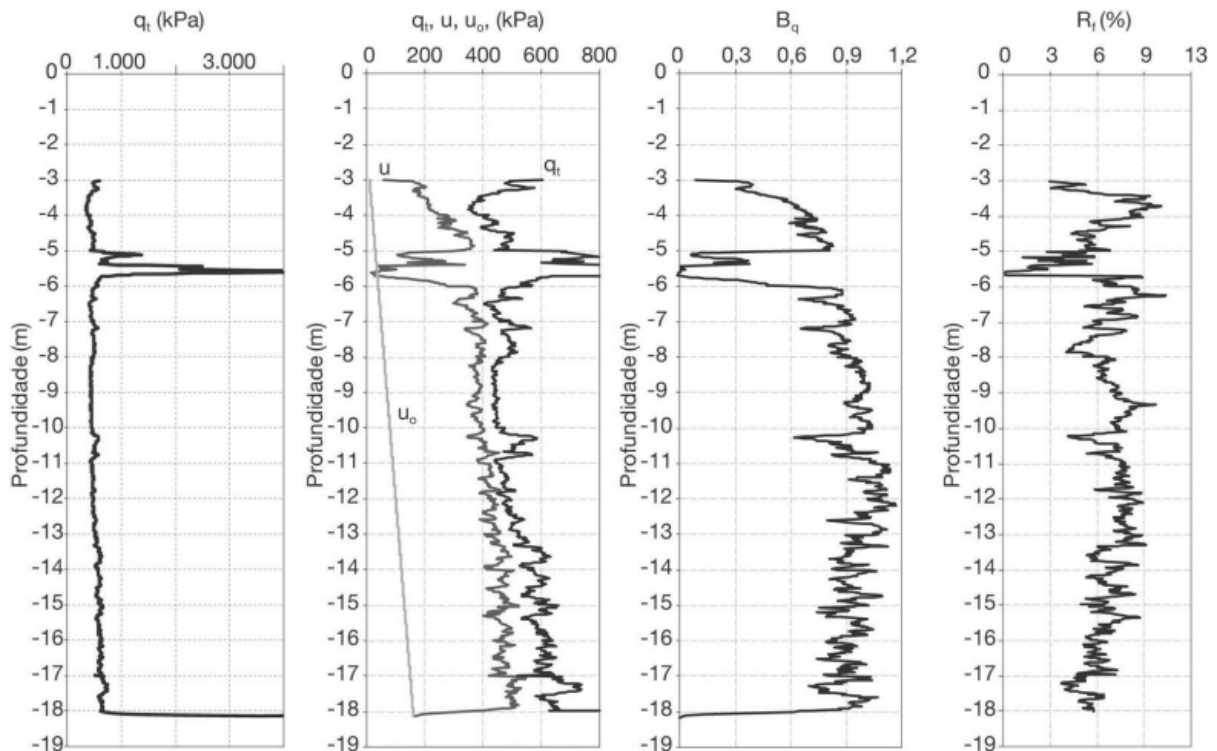
Autor	Local/Solo	$N_{kt}$	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)	Recife/PE	10-15	UU e CIU
Árabe (1995b)	Vale Quilombo/SP	12-15	Palheta e CIU
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandroni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

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 98).

Schnaid e Odebrecht (2012) demonstram que as medidas contínuas de resistência ao longo da profundidade, associadas à excessiva sensibilidade observada durante a monitoração das poropressões, permitem identificar as camadas de solos e a existência das finas camadas drenantes.

Estas medidas contínuas de  $q_t$ ,  $R_f$ ,  $u_0$ ,  $u$  e  $B_q$  plotadas ao longo da profundidade representam um perfil de piezocone, caracterizando o resultado típico de um CPTU. A Figura 19 a seguir ilustra um boletim de ensaio de piezocone na BR-101, no estado de Santa Catarina.

Figura 19 – Resultado de boletim típico para ensaio de piezocone na BR-101, em Santa Catarina.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 90).

### 2.3.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Este ensaio é utilizado para determinar parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, permite identificar sob uma tensão normal, a resistência ao cisalhamento do solo em um plano imposto (DAS, 2007).

O ensaio pode ser de tensão ou deformação controlada, sendo que no primeiro a força de cisalhamento é aplicada em incrementos iguais até a ruptura do corpo de prova. No ensaio com deformação controlada é aplicada uma taxa constante de deslocamento cisalhante (BUGS, 2015).

Das (2007) afirma que ao entender a natureza da resistência ao cisalhamento, é possível analisar os problemas de estabilidade do solo, tais como capacidade de carga, estabilidade de taludes e pressão lateral impostas em estruturas de contenção de terra.

Segundo Pinto (2006), o ensaio de cisalhamento direto é o procedimento mais simples e antigo que visa determinar os principais parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), e baseia-se diretamente no critério de Mohr-Coulomb.

O critério de Mohr-Coulomb se aplica em materiais que se rompem devido à combinação da tensão normal aplicada e a de cisalhamento e não das máximas

tensões isoladas. Sendo assim, aproxima-se a tensão de cisalhamento no plano da ruptura para uma função linear da tensão normal, conforme equação 27 (DAS, 2007).

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (27)$$

Onde:  $c'$  = coesão efetiva e  $\phi'$  = ângulo de atrito interno, com base na tensão efetiva.

Para Das (2007), a coesão efetiva para argilas normalmente adensadas pode ser aproximadamente igual a zero e para o caso de argilas pré-adensadas, os valores de  $c'$  são maiores que zero.

A resistência de uma argila depende da sua estrutura e do índice de vazios que ela apresenta, que, por sua vez, está relacionado ao histórico de tensões do solo. A resistência ao cisalhamento das argilas, acima da tensão de pré-adensamento é caracterizada pelo ângulo de atrito interno efetivo. O valor do ângulo é variável conforme a constituição do solo. De maneira geral, quanto mais argiloso menor o ângulo (PINTO, 2006).

A Tabela 5 apresenta valores típicos de ângulos de atrito interno efetivo obtidos em ensaios em argilas de diversas procedências, em função do índice de plasticidade (IP), para tensões acima das de pré-adensamento.

Tabela 5 – Valores típicos de  $\phi'$  para argilas.

IP	$\phi'$ (°) *
10	30 a 38
20	26 a 34
40	20 a 29
60	18 a 25

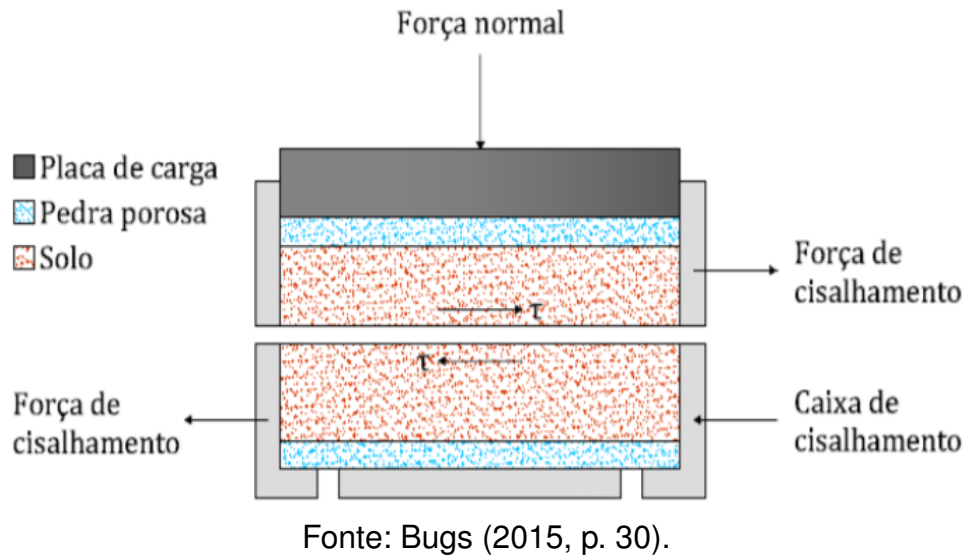
\*Para tensões acima das de pré-adensamento.

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

O ensaio é prático, no entanto não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e a obtenção dos valores da poropressão, visto que é difícil controlar as condições de drenagem, não tendo como impedi-la. Sendo assim, a velocidade a ser considerada deverá garantir uma condição drenada de carregamento (MARANGON, 2018).

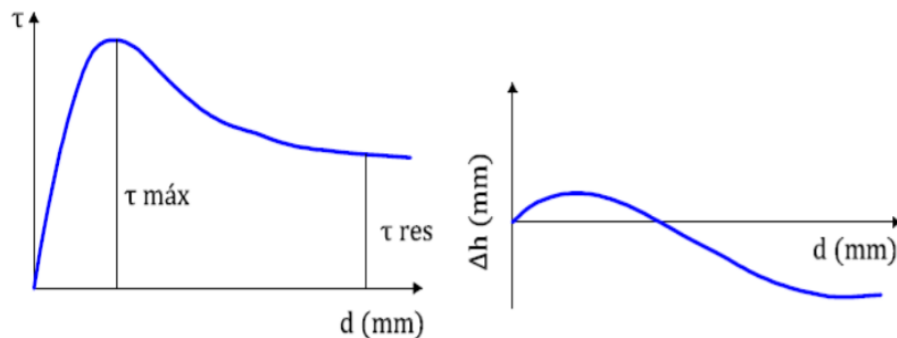
Segundo Das (2007), o equipamento de ensaio consiste em uma caixa metálica bipartida, dividida horizontalmente em duas metades, onde o corpo de prova de solo é colocado. A força normal é aplicada no topo da caixa de cisalhamento e então, a força de cisalhamento é obtida ao mover uma metade da caixa sobre a outra, provocando a ruptura do corpo de prova. A Figura 20 esquematiza o equipamento utilizado para o ensaio.

Figura 20 – Esquema do equipamento de ensaio de cisalhamento direto.



O resultado típico de um ensaio de cisalhamento direto é ilustrado na Figura 21, onde a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento. A tensão máxima ( $\tau_{máx}$ ) registrada durante o ensaio é conhecida como a tensão de ruptura, e esta ao ser ultrapassada faz com que o corpo de prova ainda sustente uma tensão residual ( $\tau_{res}$ ). O deslocamento vertical também é registrado ao longo do ensaio, indicando a ocorrência da variação de volume (PINTO, 2006).

Figura 21 – Representação típica de uma curva de ruptura de ensaio de cisalhamento direto.

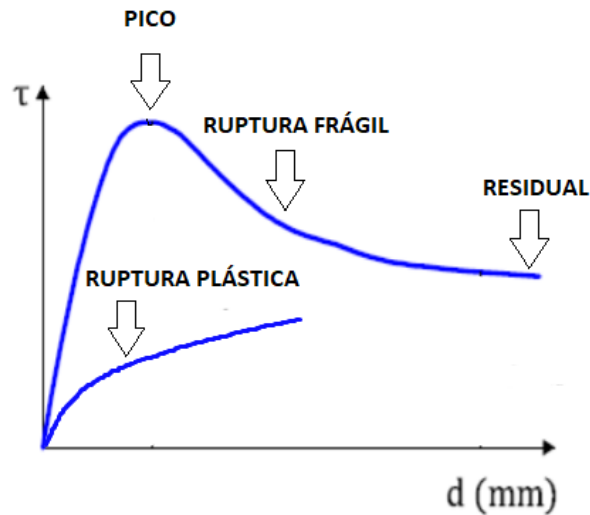


Fonte: Bugs (2015, p. 30).

Marangon (2018) identifica na Figura 22 alguns elementos das curvas típicas de ruptura, como por exemplo a resistência de pico, valor máximo atingido; a ruptura frágil, após atingir a tensão de ruptura, onde a resistência cai acentuadamente ao se aumentar a deformação; e, a ruptura plástica em que o esforço máximo é mantido com a continuidade da deformação. Para o autor, a ruptura frágil é típica em argilas rijas e duras ou areias compactas, enquanto que a plástica é típica de ocorrência em argilas

moles e médias ou areias fofas, pouco compactas.

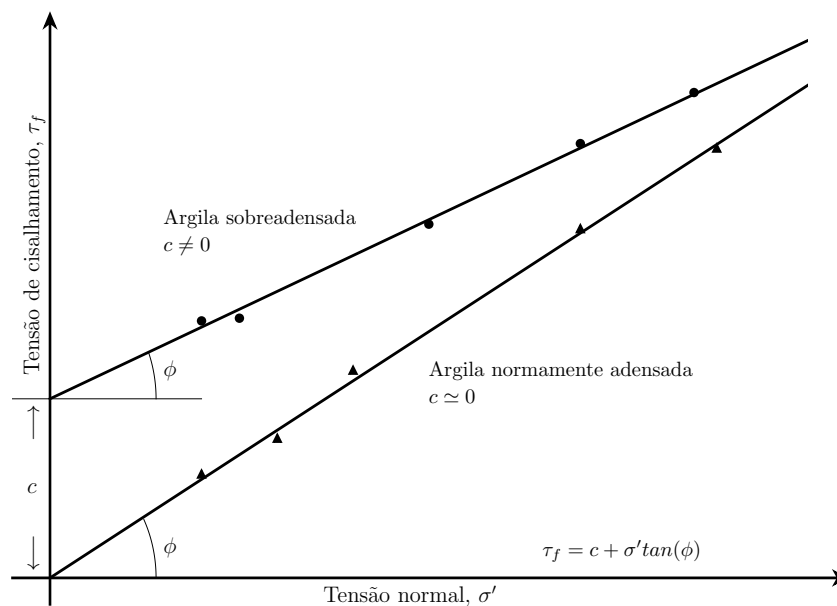
Figura 22 – Elementos típicos de uma curva de ruptura de ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Adaptado de Marangon (2018).

Ao realizar o ensaio com diferentes tensões normais, em no mínimo três corpos de prova, a partir das tensões máximas cisalhantes (curva  $\tau \times d$ ), obtém-se a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo. A Figura 56 mostra uma envoltória típica resultante de uma argila pré-adensada ou sobreadensada e outra de uma normalmente adensada.

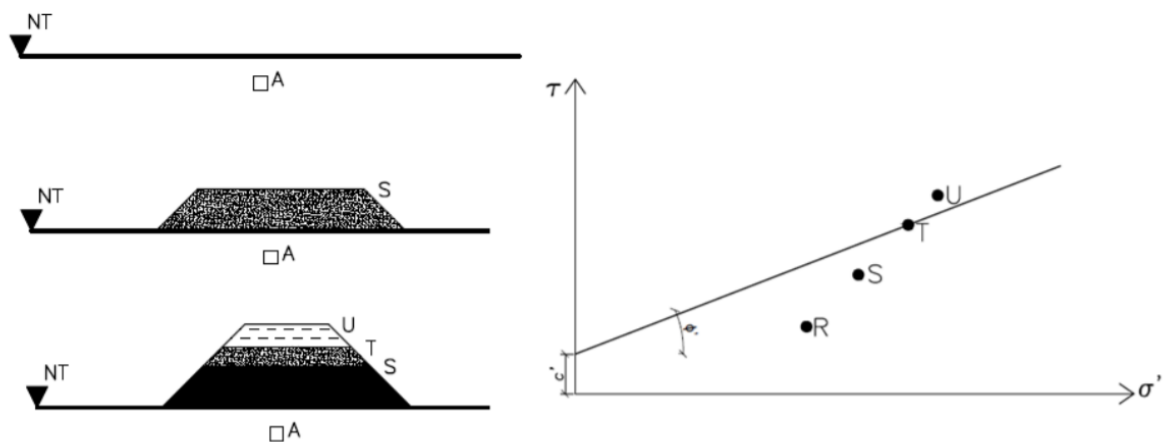
Figura 23 – Envoltória típica de ruptura para argilas pré-adensadas e normalmente adensadas.



Fonte: Adaptado de Das (2007).

Para facilitar o entendimento, Heidemann (2015) mostra esquematicamente a construção de um aterro hipotético sobre uma camada de solo, conforme Figura 24, com resistência dada por  $c' > 0$  e  $\phi' > 0$ , descrita pela envoltória de resistência apresentada. Assim, antes da execução do aterro, o elemento de solo "A", destacado na figura, está submetido a uma tensão principal maior ( $\sigma_1$ ), que atua no plano horizontal, e uma tensão principal menor ( $\sigma_3$ ) que atua no plano vertical, e  $(\sigma_1) > (\sigma_3)$ . Os planos horizontal e vertical também são os planos principais, pois sofrem tensão cisalhante nula.

Figura 24 – Exemplo de aplicação do modelo de ruptura de Mohr-Coulomb.



Fonte: Heidemann (2015, p. 10).

As tensões iniciais em um plano específico no interior do elemento "A" são descritas com o ponto R. Posteriormente a construção da primeira etapa do aterro a tensão vertical ( $\sigma_1$ ) cresce. No plano de estudo do elemento "A" as tensões normal e tangencial também crescem, mas a tensão tangencial cresce mais que a normal, e o novo estado de tensões é representado pelo ponto S. Percebe-se que o solo abaixo do aterro não sofreu ruptura por cisalhamento, mas encontra-se mais próximo da envoltória de ruptura, indicando uma situação de carregamento mais acentuada (HEIDEMANN, 2015).

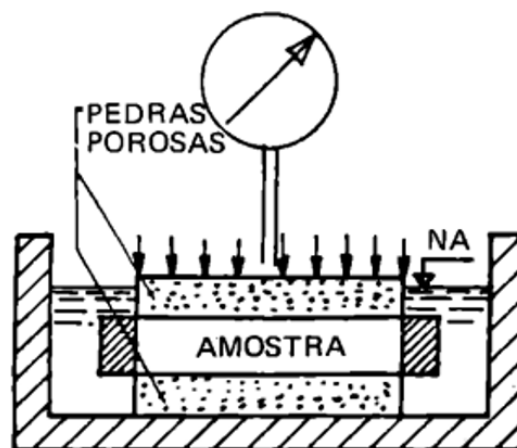
Sendo assim, se um novo acréscimo de carga atuar na sequência da construção do aterro e este levar, teoricamente, o estado de tensões do elemento "A" até o ponto U, o material iria romper. A ruptura, no entanto, ocorre no ponto T porque um estado de tensões além da envoltória de resistência não é possível. Esta é a ideia do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, no instante em que o ponto T é atingido o solo abaixo do aterro se rompe, solapando e deslocando consigo o material existente sob si (HEIDEMANN, 2015).

### 2.3.2.3 Ensaio de Adensamento

Segundo Almeida e Marques (2014), o ensaio de adensamento é fundamental ao cálculo da magnitude dos recalques ao longo do tempo, provocados pelo adensamento, fenômeno recorrente nos solos moles. O ensaio inicia-se em campo após a coleta da amostra indeformada do solo de interesse. Em seguida o material é levado para laboratório a fim de obter resultados com relação à sua deformação.

No laboratório, a amostra indeformada utilizada no ensaio possui altura pequena em relação ao diâmetro. Ainda, esta amostra é confinada lateralmente por um anel rígido e disposta entre dois elementos porosos, cuja função é permitir a drenagem da água contida no solo, ocasionando a variação do volume por meio da expulsão de água intersticial, conforme esquematizado pela Figura 25. O anel tem como objetivo simular no laboratório o que realmente ocorre em campo, ou seja, impedir as deformações horizontais na porção de solo solicitada, devido ao maciço terroso que a envolve (CAPUTO, 2006).

Figura 25 – Esquema da amostra no ensaio de adensamento.



Fonte: Caputo (2006, p. 98).

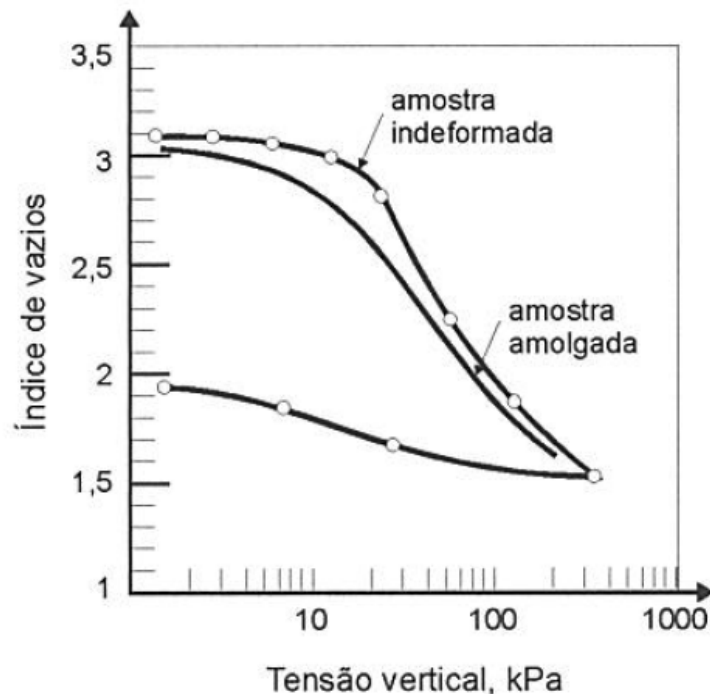
O ensaio consiste em submeter o solo à carregamentos incrementais deixado sobre a amostra durante um período de 24 horas. A tensão vertical máxima a ser aplicada deve ser escolhida em função do histórico de tensões aplicadas sobre o material e da altura do aterro ou carga a ser aplicada. Ao se tratar de argilas muito moles, recomenda-se iniciar com baixas tensões verticais, entre 1,50 kPa a 3,00 kPa, dobrando-se a carga sequencialmente até atingir a tensão vertical necessária, mínima de 400 kPa, permitindo assim, uma melhor definição da curva virgem e avaliação da qualidade da amostra (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Uma amostra de boa qualidade é aquela que sofreu a mínima perturbação possível durante a extração e moldagem. A perturbação da amostra é chamada de amolgamento, por destruir parcialmente a sua estrutura, sendo assim, no ensaio de



adensamento o amolgamento altera a curva de índice de vazios em função da tensão aplicada, como mostra a Figura 26 (PINTO, 2006).

Figura 26 – Efeito de amolgamento no resultado de ensaio de adensamento.



Fonte: Pinto (2006, p. 230).

Observa-se que o índice de compressão indicado pela curva da amostra amolgada é menor que o indicado pela amostra indeformada, e para qualquer tensão, a deformação da amostra amolgada é maior e o índice de vazios é menor do que na indeformada. Pinto (2006) ressalta que com aplicação do índice de compressão de um ensaio com amostra de qualidade duvidosa, em equações que indicam o recalque, os valores obtidos podem ser subestimados.

Para Almeida e Marques (2014), a qualidade das amostras é requisito fundamental para obtenção de resultados mais concretos. Os autores apresentam metodologias para a avaliação da qualidade da amostra baseando-se na obtenção do índice ( $\Delta e/e_0$ ). Onde  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios desde o início do ensaio até a tensão vertical efetiva *in situ* ( $\sigma'_{v0}$ ), e  $e_0$  é o índice de vazios correspondente a ( $\sigma'_{v0}$ ). A Figura 27 apresenta alguns destes critérios para avaliação da qualidade de amostras de argilas moles. Observa-se que Coutinho (2007) apresentou um critério menos conservador que Lunne et al (1997), por exemplo.

Figura 27 – Critérios para classificação da qualidade de amostras indeformadas.

OCR	$\Delta e / e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Ruim	Muito ruim
<b>Critério de Lunne, Berre e Strandvik (1997)</b>				
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10
<b>Critério de Sandroni (2006b)</b>				
<2	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10
<b>Critério de Coutinho (2007)</b>				
1-2,5	<0,05	0,05-0,098	0,08-0,14	>0,14

Fonte: Almeida e Marques (2014, p. 68).

Nos casos em que se buscam determinar tensões de sobreadensamento ou pré-adensamento, Almeida e Marques (2014), sugerem realizar estágios intermediários de carga. Os autores afirmam que a tensão de pré-adensamento é determinada durante o ensaio de adensamento e a mesma esta relacionada ao histórico de tensões a que o solo mole foi submetido no passado. Por fim, a história de tensões é comumente expressa pela razão de sobreadensamento ( $OCR - Overconsolidation Ratio$ ), conforme equação 28.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (28)$$

Onde:

- $\sigma'_{vm}$  é a tensão de pré-adensamento (kPa);
- $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva *in situ*, obtida a partir dos perfis estratigráficos (kPa).

A obtenção dos valores de OCR, permite identificar se o solo encontra-se pré-adensado ( $OCR > 1$ ) ou normalmente adensado ( $OCR = 1$ ).

De acordo com a MB 3336 (ABNT, 1990), para cada um dos estágios de aplicação das tensões verticais sobre a amostra de solo indeformada, dentro da célula de adensamento, são realizadas as leituras no extensômetro da altura ou da variação de altura do corpo de prova. Tais leituras devem ser efetuadas com sensibilidade de 0,01mm, imediatamente antes do carregamento, em um tempo considerado zero, e em seguida, nos intervalos de tempo seguindo uma progressão geométrica de razão igual a 2, sendo: 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 16min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h e 24h, contados a partir do instante de aplicação do incremento de carga. A cada incremento de tensão aplicada, medem-se as deformações verticais para cada intervalo de tempo, e assim, o procedimento é repetido até que as deformações se estabilizem. Por fim, após a estabilização, a carga aplicada é dobrada, dando sequência ao próximo estágio. No final de cada estágio, comumente após as 24 horas, as pressões são praticamente efetivas e a amostra acaba apresentando uma redução na altura, justificando a deformação

sofrida pelo solo e expressando a variação do índice de vazios (CAPUTO, 2006).

De acordo com Caputo (2006), os índices de vazios correspondentes a cada um dos estágios são obtidos a partir do índice de vazios do corpo de prova no início do estágio e após a sua redução de altura no término do estágio, ocasionada pela deformação ocorrida, conforme equação 29.

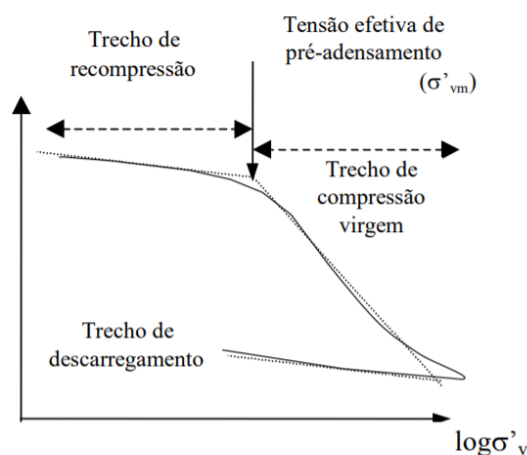
$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} \quad (29)$$

Onde:  $V_v$ : Volume de vazios;  $V_s$ : Volume de sólidos.

Após obtenção dos valores de índices de vazios correspondentes à máxima deformação sob cada incremento de carga, é possível traçar uma curva semilogarítmica que relaciona as duas variáveis, as pressões aplicadas na amostra nas abcissas e os índices de vazios nas ordenadas. Pinto (2006) ao representar graficamente estes dados, notou que a partir de uma determinada tensão, o índice de vazios varia linearmente com o logaritmo da pressão aplicada, resultando em um considerável trecho retilíneo da curva, este denominado reta virgem.

A curva típica deste ensaio pode ser observada na Figura 28. Além da reta de compressão virgem, existem o trecho de recompressão, que condiz ao fenômeno de recarga do solo, e por último, o traçado do trecho de expansão, correspondente ao descarregamento da amostra (PINTO, 2006).

Figura 28 – Curva típica do ensaio de adensamento.



Fonte: SANTOS (2015).

Caputo (2006) considera o trecho de recompressão como um solo pré-adensado, ou seja, aquele que já foi submetido historicamente a um valor de tensão que é igual à tensão de pré-adensamento. Esta situação geralmente é assistida em laboratório no momento em que ocorre um processo de descarregamento em virtude

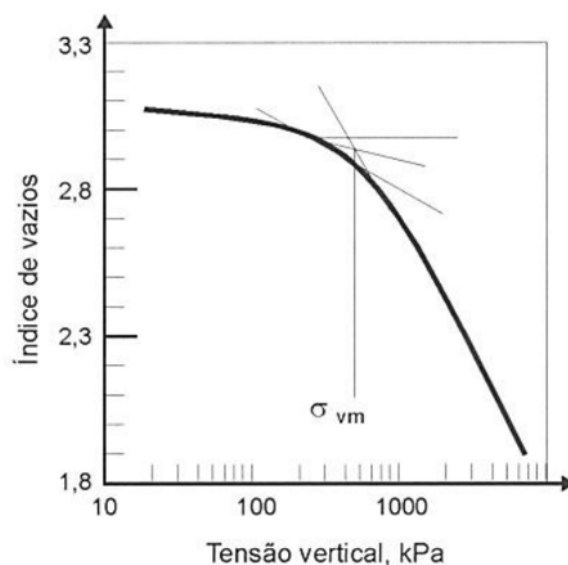
da retirada do peso do ensaio. O autor ressalta ainda, que não é exclusivamente no laboratório em que ocorre a primeira recompressão do material, visto que ao decorrer de toda a sua formação, este pode ter sido carregado e descarregado inúmeras vezes.

Segundo Pinto (2006), em algumas situações a tensão de pré-adensamento é igual à tensão efetiva do solo, o que significa que o solo nunca foi submetido anteriormente a maiores tensões, caracterizando-o como um solo normalmente adensado. Entretanto, como comentado anteriormente, a tensão de pré-adensamento pode vir a ser maior que a tensão efetiva do solo, o que por sua vez indica que no passado, o solo sofreu tensões maiores do que as atuais, classificando-o como um solo sobreadensado.

Contudo, é sabido que a tensão de pré-adensamento não é determinada com facilidade, por isso utilizam-se diversos métodos empíricos a fim de estimar o valor mais plausível em grandeza de tensão. No Brasil, os métodos mais empregados são o de Casagrande e o de Pacheco Silva (PINTO, 2006).

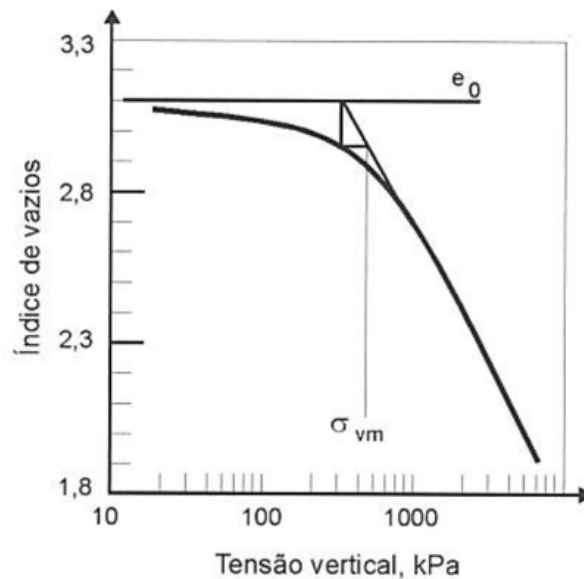
O primeiro, está ilustrado na Figura 29, onde a partir do ponto de maior curvatura da curva é traçado uma reta horizontal, uma tangente à curva e também uma bissetriz do ângulo formado pelas duas anteriores. Esta intersecção da bissetriz junto ao prolongamento da reta virgem é considerado o ponto de pré-adensamento. Enquanto o método de Pacheco Silva, representado pela Figura 30, faz-se a prolongação da reta virgem até a horizontal correspondente ao índice de vazios inicial do solo. Desta intersecção, abaixa-se uma vertical até a curva de adensamento e deste ponto é traçado uma outra reta horizontal. A nova intersecção da última horizontal com o prolongamento da reta virgem é considerado como a tensão de pré-adensamento (PINTO, 2006).

Figura 29 – Determinação da tensão de pré-adensamento pelo método de Casagrande.



Fonte: Pinto (2006, p. 192).

Figura 30 – Determinação da tensão de pré-adsensamento pelo método de Pacheco Silva.



Fonte: Pinto (2006, p. 193).

Junto ao índice de vazios e às deformações causadas pelas tensões aplicadas, Pinto (2006) afirma que através do ensaio de adensamento, são obtidos parâmetros de significativa importância em estudos de possíveis recalques e sua evolução. Como por exemplo, podem ser citados o índice de compressão ( $C_c$ ), de recompressão ( $C_r$ ) e de expansão ( $C_e$ ) e o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ).

Os índices de compressão, recompressão e expansão são calculados através da equação 30, alterando conforme o segmento do trecho considerado. O autor afirma que é por meio desta equação que se obtém a inclinação do trecho da reta considerado (PINTO, 2006).

$$C_c = C_r = C_e = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} \quad (30)$$

De acordo com Pinto (2006), o índice de compressão é um valor positivo, mesmo ocorrendo uma redução do índice de vazios no momento em que há o incremento de tensões. O autor ainda acrescenta que os parâmetros obtidos através da equação 30, são utilizados para o cálculo da estimativa de recalques do solo sujeito ao carregamento, fenômeno que será abordado em detalhes mais adiante.

Segundo Almeida e Marques (2014), para os casos de amostras com má qualidade, as mesmas apresentarão alterações nas curvas de compressão, razão pela qual se recomenda efetuar a correção da curva conforme o procedimento proposto por Schmertmann (1955).

Por fim, o ensaio convencional de adensamento tem em média duração de duas semanas, exceto para a avaliação dos recalques secundários. Salvo o ensaio

convencional, existe ainda o ensaio de adensamento com velocidade de deslocamento constante (CRS), permitindo a obtenção dos parâmetros em até dois dias, no entanto é pouco empregado no Brasil. Atualmente, os ensaios edométricos automatizados, também denominados como ensaios de adensamento incrementais acelerados, se destacam no mercado, visto que possibilitam o carregamento sequencial, dispensando aguardar as 24 horas para cada estágio de tensões, tendo a mesma duração de um ensaio CRS (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Finalizadas as investigações geotécnicas, preliminares e complementares, do depósito de solo mole de interesse, e conhecendo as características de compressibilidade, baixa resistência do solo de fundação e espessura da camada mole, sabe-se que na implantação de um aterro o mesmo estará sujeito à incidência de recalques significativos. Para isso, faz-se necessário realizar a análise de estabilidade destes aterros sobre as camadas de solo mole, bem como, o acompanhamento dos recalques nestas estruturas por meio da instrumentação geotécnica.

## 2.4 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Na fase operacional de um aterro de estrada, a camada de argila mole é adensada, tornando-se mais rija e conseqüentemente aumentando o coeficiente de segurança do solo. Logo, a estabilidade é um problema que diz respeito ao período construtivo do aterro, enquanto o recalque é relevante durante a fase operacional (MASSAD, 2010).

De acordo com o manual DNER 381 (1998), tanto os projetos convencionais quanto os especiais de aterro devem seguir como roteiro uma ordem básica, como a definição do talude, altura e inclinação do aterro, e a análise da estabilidade.

Os métodos para análise da estabilidade são baseados na hipótese de existir o equilíbrio em uma massa de solo, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Segundo Massad (2010), os métodos de equilíbrio-limite partem dos seguintes pressupostos:

- a. O solo se comporta como material rígido-plástico, rompendo bruscamente sem se deformar;
- b. As equações de equilíbrio estático são válidas até a eminência da ruptura;
- c. O fator de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, ignorando eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

Mecanicamente, um escorregamento de massa ocorre quando as tensões solicitantes excedem a resistência ao cisalhamento do solo depositado. A condição de estabilidade é definida através do Fator de Segurança (FS).

Matematicamente esse fator é definido como a expressão do balanço entre as forças resistivas, que tendem a manter o sedimento imóvel, e as forças cisalhantes,

que forcem os sedimentos a se movimentarem, ou simplesmente como a razão entre a resistência cisalhante média e a tensão cisalhante ao longo da superfície crítica de ruptura. Valores de FS maiores que 1 indicam estabilidade, valores de FS menores do que 1 indicam instabilidade e valores de FS iguais a 1 indicam condições limites de estabilidade. No entanto, deve-se observar que a probabilidade de ocorrência de um deslizamento não é função linear do fator de segurança.

Dentre as metodologias de cálculos que englobam os métodos de equilíbrio-limite, todos supõem que em caso de falha, as forças atuantes e resistentes são iguais ao longo de uma superfície de falha e equivalentes a um FS de 1,0.

As análises podem ser feitas estudando toda a superfície de falha ou dividindo a massa deslizada em lamelas, como indicado no método desenvolvido por Petterson & Fellenius (1936). Dentre os mais utilizados, encontram-se os métodos de Bishop (1955) e Janbú (1954), porém os mais precisos e complexos são os métodos apresentados por Morgenstern & Price (1965) e Spencer (1967), os quais processados em programas computacionais permitem realizar a análise completa da estabilidade do talude (MASSOCO, 2013).

O fator de segurança é definido a partir de critérios de projeto, considerando a importância da obra. Segundo Almeida e Marques (2014), no geral utilizam-se valores de FS superiores a 1,5, sendo aceitos valores menores que 1,3 no caso de cálculo de estabilidade para uma condição temporária, como exemplo, aterro construído em etapas, com monitoramento de inclinômetros sem a existência de vizinhos próximos.

Para o manual do DNER 381 (1998), os FS mínimos que deverão ser atingidos nas análises referentes ao final da construção do aterro, deverão atingir 1,4 para classe I, 1,3 para classe II e 1,2 para classe III. Onde a classe I engloba os aterros junto a estruturas rígidas (encontros de pontes e viadutos), com uma extensão de pelo menos 50 metros para cada lado da interseção. Classe II são os aterros distantes das estruturas sensíveis, porém apresentam altura maior que 3 metros. E classe III, os aterros mais baixos, com altura menor que 3 metros e distantes de estruturas sensíveis.

## 2.5 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Segundo Ortigão (2007), a eficiência da previsão do comportamento geotécnico em obras de aterro sobre solos moles não é apenas influenciada pelo método de análise empregado. A dificuldade em determinar os parâmetros destes solos requer o acompanhamento contínuo durante as obras, devido sua heterogeneidade e complexidade em obter no laboratório, as condições de contorno que representem o estado real em campo.

A verificação das premissas de projeto, o auxílio no planejamento da obra e a garantia da integridade das obras vizinhas são os principais objetivos do monitoramento

de um aterro sobre solos moles. Sendo assim, para alcançá-los deve-se conhecer a grandeza aferida pela instrumentação utilizada no monitoramento e as análises devem ser realizadas com agilidade para tomada de decisões em obra. Ainda, é importante saber como instalar os instrumentos, sua locação e profundidade, os intervalos das leituras e de que maneira serão registradas (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

As medidas de campo mais comuns utilizadas em obras de aterros sobre solos moles são divididas por GUESSER (2019) em três grupos:

1. Deslocamentos verticais: medidos na interface do aterro com o solo mole de fundação e em profundidade dentro da camada compressível, resultando em valores de recalques totais e parciais, respectivamente;
2. Deslocamentos horizontais: medidos onde a formação de superfícies potenciais de ruptura pode ter origem, ou na camada mole de fundação ou próximo ao pé do aterro;
3. Poropressões: medidas na camada mole, em pontos e profundidades variados, visando avaliar o andamento da obra em seus processos de carregamento e adensamento.

Algumas questões devem ser levantadas antes de estabelecer um método de monitoração, como conhecer as condições iniciais de campo e de estabilidade do aterro a ser analisado, o processo de adensamento e quais as grandezas que serão aferidas em campo (GUESSER, 2019).

### **2.5.1 Medidas de deslocamentos verticais**

Atualmente, para a medição de deslocamentos verticais são empregados equipamentos mais aprimorados, no entanto, instrumentos simplificados e de menor custo ainda continuam sendo utilizados. A seguir são descritos os principais equipamentos empregados para a monitoração de deslocamentos verticais (NIETIEDT, 2014).

#### *2.5.1.1 Placas de Recalque*

Para Almeida e Marques (2014), as placas de recalque, compostas por uma placa metálica quadrada soldada a uma haste, são os instrumentos básicos que compõem um projeto de instrumentação e tem como objetivo medir os deslocamentos verticais (Figura 31). As placas também podem ser de concreto armado ou compensado naval.



Figura 31 – Placa metálica quadrada.



Fonte: Nietiedt (2014, p. 48).

Visando diminuir o atrito entre a haste e o solo, as hastes são instaladas internamente a tubos de PVC. O monitoramento das placas é feito por topografia, por isso é de extrema importância que estejam próximas à uma referência indeslocável, conhecida como *benchmark* (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Os autores sugerem que as placas sejam instaladas próximas a sondagens já executadas, a fim de comparar os dados medidos em campo com os previstos em projeto. Ressaltam, ainda, que as placas devem ter alguns cuidados na instalação, como por exemplo, serem posicionadas antes do lançamento do aterro e protegidas mecanicamente para evitar danos aos instrumentos durante a construção do aterro.

Ortigão (2007) afirma que as placas de recalque, se devidamente monitoradas e, se tomado alguns cuidados básicos no momento da instalação, são instrumentos confiáveis. A placa deve ser pesada o suficiente para não se desnivelar com as primeiras camadas de aterro, e anteriormente, deve-se remover cerca de 20 cm do solo natural de modo a assentar a placa diretamente sobre o solo mole de fundação do aterro.

#### 2.5.1.2 Extensômetros magnéticos

Os extensômetros magnéticos possuem a mesma função das placas de recalque, no entanto, se destacam por medir recalques específicos de cada camada. Geralmente são empregados em obras de grande porte e ancorados ao terreno em profundidades pré-determinadas (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

O instrumento, ainda pouco utilizado no Brasil, detecta sons após a

introdução de sonda no tubo ao passar pelos anéis magnéticos, a partir dos sons é possível conhecer a profundidade e, conseqüentemente, seu deslocamento específico (GUESSER, 2019).

#### 2.5.1.3 *Perfilômetros*

Segundo Almeida e Marques (2014), os perfilômetros são instrumentos que medem recalques ao longo de toda a base do aterro, garantindo resultados mais precisos se comparados às placas de recalque.

Na interface do aterro com o solo de fundação é instalado um tubo pelo qual é puxado uma sonda capaz de medir os deslocamentos do tubo. Outra vantagem do instrumento é que o mesmo permanece enterrado sem atrapalhar a movimentação do maquinário e o restante da construção do aterro.

### 2.5.2 **Medidas de deslocamentos horizontais**

Neste trabalho não será enfatizada a instrumentação para medição de deslocamentos horizontais, apenas será citado para fins de conhecimento.

Existem diversos tipos de instrumentos utilizados para medir os deslocamentos horizontais, muitos deles são semelhantes aos empregados para deslocamentos verticais, no entanto, são posicionados na direção oposta (ORTIGÃO, 2007).

Almeida e Marques (2014) declaram que o principal e mais comum instrumento é o inclinômetro, utilizado para medir os deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical. É composto por um tubo guia, metálico ou em PVC, cravado no terreno atravessando a camada mole até alcançar uma camada indeslocável.

### 2.5.3 **Medidas de poropressão**

As medidas de poropressão também são citadas neste trabalho apenas para fins de conhecimento.

Segundo GUESSER (2019), os instrumentos mais utilizados são os piezômetros, que monitoram as tensões geradas durante o processo de construção e a respectiva velocidade de dissipação do excesso de poropressões. Simples e resistentes, eles apresentam resultados confiáveis, no entanto, possuem um tempo de resposta maior e interferem fisicamente na obra.

Almeida e Marques (2014) definem piezômetro como um instrumento constituído por um tubo vertical de PVC. Este possui a extremidade perfurada e revestida por material geotêxtil, permitindo a livre passagem de água, instalado no local em que se deseja medir as pressões neutras e, isolado do restante do solo com uma camada de material pouco permeável.

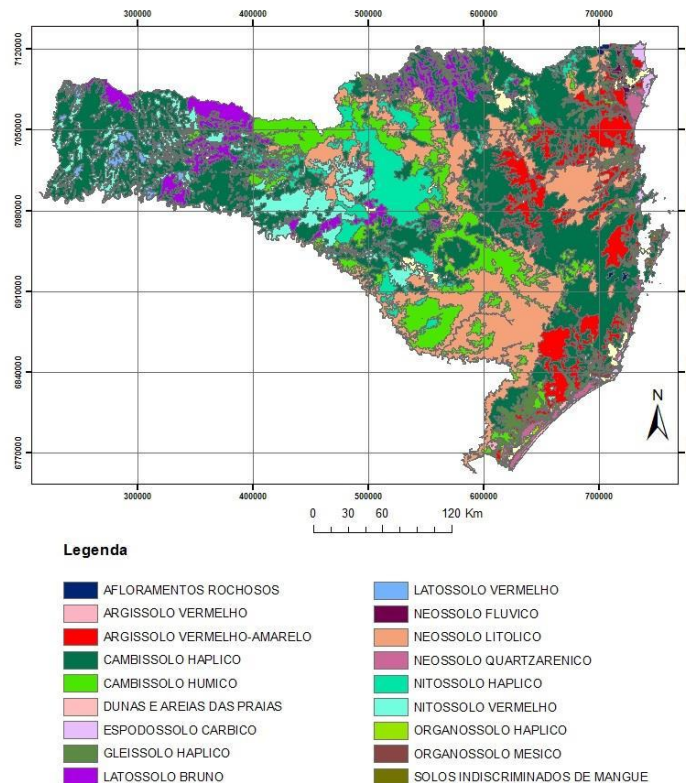
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Visando avaliar as propriedades de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo mole da região litorânea de Santa Catarina, o presente capítulo tem como objetivo descrever o local de estudo, apresentar a campanha de investigações geotécnicas e histórico de informações técnicas preexistentes do local de estudo, que auxiliarão nas análises realizadas.

#### 3.1 PEDOLOGIA E DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2015), o litoral catarinense tem predominância de dois tipos de solos; os Argissolos, apresentando o acúmulo de argila com profundidade variável; e, os Cambissolos, também apresentando grandes variações em suas características, sendo em sua maioria pedregosos, cascalhentos e rochosos. Na Figura 32 é possível verificar a ocorrência com maior frequência de argilas moles com pouca matéria orgânica, areia quartzosa marinha, solo salino costeiro, entre outros junto à região litorânea do estado.

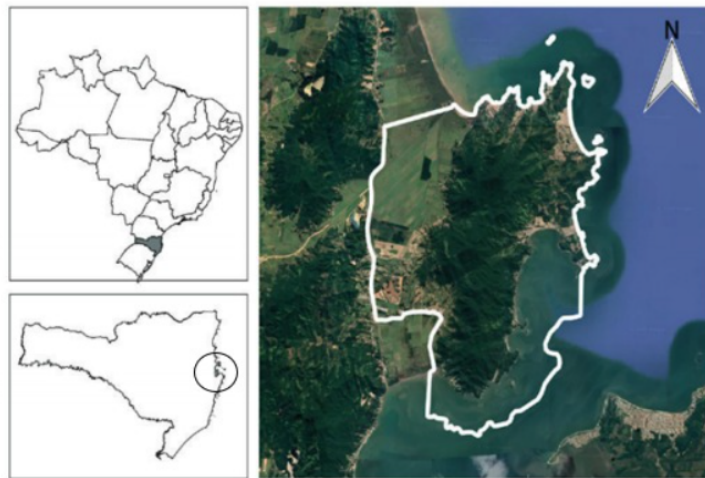
Figura 32 – Mapa pedológico de Santa Catarina.



Fonte: Oliveira (2015).

A área de estudo está localizada na Rodovia BR-101/SC, no sentido norte, km 181, trecho sob concessão da Autopista Litoral Sul. Situada na região litorânea do estado de Santa Catarina, no município de Governador Celso Ramos, Bairro Areias do Meio. Neste local foi executado um aterro sobre solos moles para acesso ao loteamento Nova Cidade Governador Celso Ramos. As Figuras 33 e 34 apresentam respectivamente a situação e a localização geográfica da obra de infraestrutura em questão.

Figura 33 – Situação geográfica do Município de Governador Celso Ramos.



Fonte: Tramonte e Farina (2019).

Figura 34 – Localização geográfica da obra de infraestrutura.



Fonte: Elaborado pela autora.

Vale salientar a relevância da localização do segmento em questão, visto que a área contribui para o desenvolvimento industrial e turístico da região. Atualmente, o local dispõe de uma rua lateral na Rodovia BR-101/SC que dá acesso ao loteamento, cuja área é de aproximadamente 124 hectares.

## 3.2 HISTÓRICO GERAL E LEVANTAMENTO DE DADOS PREEXISTENTES

### 3.2.1 Investigações Geotécnicas - Ensaio de Campo

#### 3.2.1.1 *Obra de construção do acesso ao loteamento*

Conforme mencionado anteriormente, além da pedologia na região de interesse apresentar como característica um solo de baixa capacidade de suporte, existe um histórico de obras de infraestrutura e aterros realizados nesta região desde a duplicação da Rodovia BR-101/SC, em meados da década de 90. No local de estudo foi implantado um aterro para a execução de rua lateral de acesso da rodovia ao loteamento apresentado no item anterior.

Vale ressaltar que as análises para o presente estudo apenas foram iniciadas após o término das obras de infraestrutura, concluídas em setembro do ano de 2019. Assim, para uma investigação mais detalhada, fez-se necessário buscar o histórico do local e possíveis estudos geotécnicos realizados anteriormente, visando caracterizar qualitativa e quantitativamente os materiais do aterro para via de acesso ao loteamento da região.

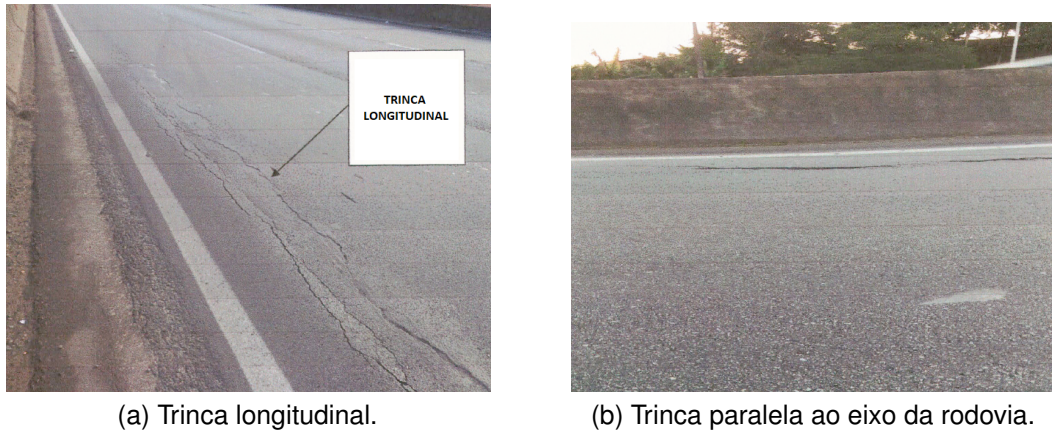
Previamente ao início das obras e serviços preliminares, em maio de 2018, os projetos executivos já haviam sido desenvolvidos, principalmente o de terraplenagem, elaborado a partir de investigações geotécnicas, estudos topográficos e elementos provenientes do Projeto Geométrico. Deste modo, buscou-se as investigações efetuadas naquele momento, sendo verificado que foi elaborado um plano de sondagem para simples caracterização do subleito, com oito furos superficiais, conforme boletim apresentado no Anexo A. Em cada um destes oito pontos, a empresa executora da obra de implantação da via lateral, coletou cerca de 40 kg de solo para realização de ensaios de caracterização física e mecânica dos solos em laboratório, os quais estão apresentados no quadro resumo de ensaios no Anexo B. Ainda naquela época, levantou-se que foi executado um furo de SPT (SP-01 - 31/07/2018), ao qual não foi possível ter acesso para a presente análise.

Somente após o início dos serviços de terraplenagem, como escavação dos taludes e materiais inservíveis, execução e compactação de aterro e conformação das áreas destinadas à obra de construção do acesso, foi identificada a existência de trincas no pavimento da rodovia, cuja abertura era da ordem de 40 mm. Estas trincas, principalmente longitudinais podem ser observadas na Figura 35.

No entanto, ao investigar a situação, verificou-se que as trincas eram originárias de um aterro mais antigo adjacente a rodovia, construído na época da duplicação. Estas trincas se expandiram com a execução do aterro para construção da rua lateral e outro aterro mais recente, executado para a implantação de dois lotes construídos na área de loteamento, que, por sua vez estão posicionados paralelamente ao aterro mais antigo.



Figura 35 – Trincas identificadas no pavimento.

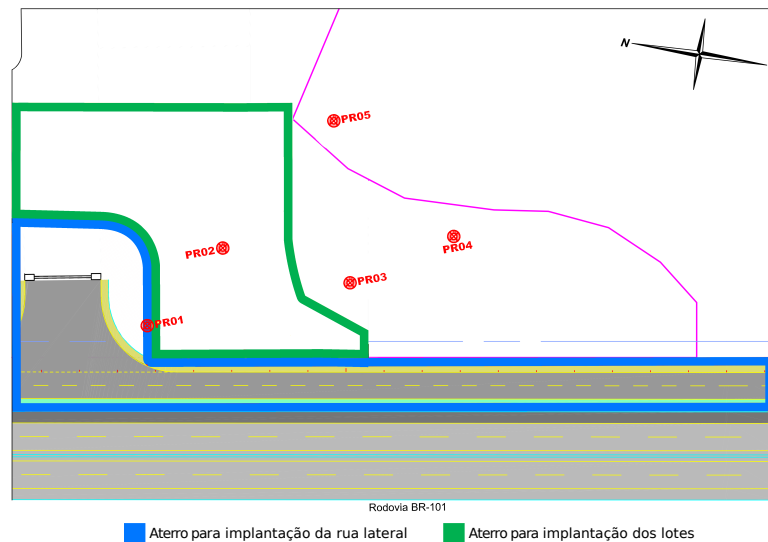


Fonte: Elaborado pela autora.

Diante da situação encontrada, a fim de averiguar a real causa do aparecimento das trincas e descartar uma possível condição emergencial de ruptura do aterro, devido à deformações cisalhantes, em agosto de 2018, foram solicitados mais dois furos de sondagem SPT e verificado a necessidade de monitoração do aterro com a instalação de cinco placas de recalque.

As placas de recalque foram instaladas logo após o término da construção do aterro para a via de acesso ao loteamento, no dia 05/10/2018, a fim de acompanhar a evolução dos recalques com o tempo e verificar a estabilização das deformações verticais. As placas foram dispostas conforme o mapa apresentado na Figura 36, o qual indica as delimitações das áreas em que foram implantados os aterros.

Figura 36 – Mapa de locação das placas de recalque e identificação dos aterros construídos.



Fonte: Elaborado pela autora.

A PR1 foi removida no dia 10/11/2018 por problemas durante a execução da obra, onde as placas foram danificadas. As demais tiveram sua última medição no dia 22/01/2019, completando cerca de 3,5 meses de monitoração. Vale ressaltar que as placas PR2 e PR3 sofreram alterações por mudanças no equipamento de medição. Esta alteração ocorreu porque inicialmente as mesmas foram instaladas a fim de verificar os deslocamentos horizontais e verticais do solo. Depois de um tempo, avaliando a possibilidade de ruptura do aterro, constatou-se uma condição estável, sendo necessário apenas a monitoração das cotas, alterando o equipamento para tal medição.

Os dois furos de sondagem SPT foram numerados como SP-01 e SP-02, executados em 29/08/2018, com 80 m de distância entre eles, perfazendo um total de 52,86 m perfurados de solo. A localização dos furos de sondagem podem ser observados na Figura 37. Os resultados destes perfis de sondagem foram utilizados para a elaboração de um laudo de análise da estabilidade do aterro de acesso e conseqüentemente da rodovia naquela época.

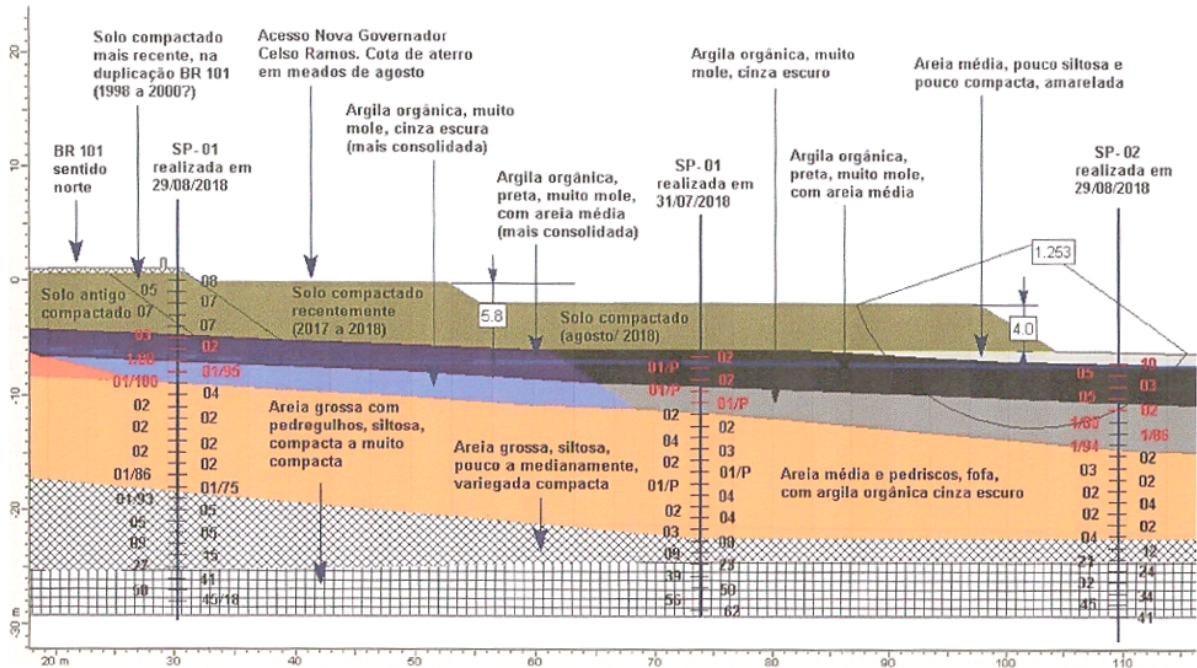
Figura 37 – Localização dos furos de sondagem SPT.



Fonte: Elaborado pela autora.

Os boletins de sondagem, referente aos furos SP-01 e SP-02, estão apresentados no Anexo B. O perfil de sondagem definido para as análises efetuadas na época é mostrado na Figura 38 e resumo do ensaio de SPT, para ambos pontos está indicado no Quadro 2.

Figura 38 – Resumo do perfil de sondagem fornecido pelo relatório geotécnico da obra.



Fonte: Maccarini (2018, p. 21).

Quadro 2 – Resumo dos ensaios de SPT.

Sondagem	Profundidade alcançada (m)	Nível Água - NA (m)	Critério de paralisação
SP-01	29,42	4,18	Impenetrável ao trépano conforme determina a NBR 6484
SP-02	23,44	1,69	

Fonte: Elaborado pela autora.

### 3.2.1.2 Investigações em área próxima à obra de construção do acesso

Para uma caracterização mais completa do local e visando compreender melhor o comportamento do solo da região, além de analisar os perfis de sondagens fornecidos pela empresa executora responsável pelo acesso ao loteamento, comparou-se estes resultados com dados de sondagens realizadas em uma área próxima ao loteamento em questão, a partir de alguns boletins de ensaio CPTU, dispostos no Anexo C.

No total foram obtidos seis perfis de piezocone, locados em terreno vizinho, distando da obra de infraestrutura em aproximadamente 700 metros. O Quadro 3 resume os ensaios de CPTU realizados, demonstrando a profundidade alcançada.



Quadro 3 – Resumo dos ensaio de CPTU.

Sondagem	Profundidade alcançada (m)	Nível Água - NA (m)
CPTU-03	12,50	1,00
CPTU-04	4,00	1,00
CPTU-05	24,00	1,30
CPTU-08	19,50	1,00
CPTU-09	15,00	2,00
CPTU-12	15,00	4,30

Fonte: Elaborado pela autora.

Ambos ensaios de campo, SPT e CPTU, foram interpretados e avaliados para estimar o comportamento do solo, que futuramente receberá as cargas provenientes de eventuais aterros e construções residenciais.

### 3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS PARA A PRESENTE PESQUISA

Importante destacar que todos os ensaios laboratoriais executados para o presente trabalho, foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da UFSC, a fim de avaliar e comparar com os dados pré-existentis, as propriedades de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo mole da região em estudo.

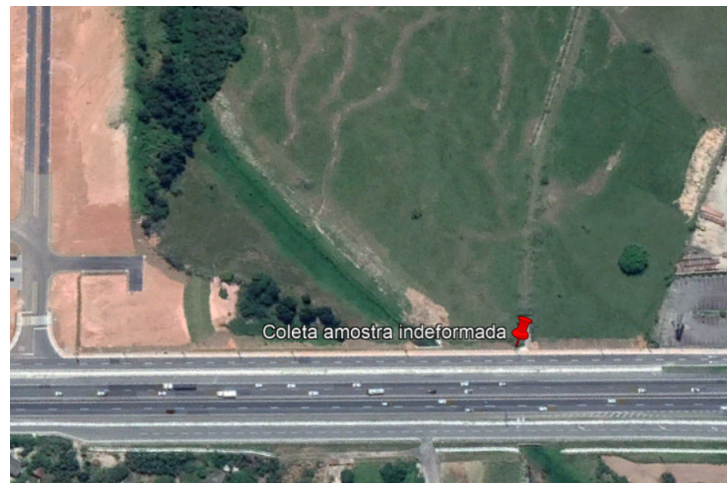
Os ensaios de laboratório contemplaram em três etapas principais: coleta das amostras, preparação das amostras e os ensaios propriamente ditos, de cisalhamento direto, adensamento e os de caracterização do solo.

#### 3.3.1 Coleta das Amostras

Para a coleta de amostras indeformadas, devido à impossibilidade operacional de coleta de amostras em profundidade, para este trabalho realizou-se a coleta em camada superficial, na lateral do aterro, com o uso de moldes cilíndricos empregados nos ensaios de compactação.

O local em que as amostras foram retiradas foi determinado de acordo com as áreas disponíveis para acesso e sem a interferência de obras de aterro, de modo a verificar os parâmetros do solo original. A localização do ponto de coleta não foi georreferenciada e a posição aproximada pode ser identificada na Figura 39.

Figura 39 – Local em que foi retirada a amostra indeformada.



Fonte: Elaborado pela autora.

Vale salientar que a expectativa inicial era encontrar um solo argiloso, como o material encontrado durante a escavação para a referida obra, conforme Figura 40.

Ao alcançar a cota desejável para a retirada da amostra, com profundidade aproximada de um metro abaixo do nível superficial do terreno, cautelosamente cravou-se o primeiro cilindro. A Figura 41 indica a coleta da primeira amostra, denominada de Amostra 1.

Figura 40 – Solo argiloso encontrado durante a escavação para a obra de construção do acesso.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 41 – Coleta da primeira amostra.



Fonte: Elaborado pela autora.

Em seguida, ao observar as condições do solo abaixo do local da primeira amostra extraída, aparentemente verificou-se uma quantidade interessante de solo argiloso ainda disponível para remoção, então, o mesmo procedimento se repetiu e mais uma amostra foi retirada, sendo esta denominada de Amostra 2 (Figura 42).

Figura 42 – Amostra 2 indeformada sendo retirada.



Fonte: Elaborado pela autora.



### 3.3.2 Preparação das Amostras

Antes de iniciar os ensaios e procedimentos no laboratório, prezou-se principalmente pela preparação adequada das amostras indeformadas a serem manuseadas durante o ensaio de adensamento e cisalhamento direto, tendo como suporte a NBR MB-3336:1990. Para os ensaios de caracterização do solo utilizou-se a NBR 6457:2016, onde a preparação das amostras para tais ensaios serão abordadas mais adiante nas subseções, Análise Granulométrica e Determinação dos Limites de Liquidez e Plasticidade.

Primeiramente, optou-se por dar início ao ensaio de adensamento unidimensional na prensa de adensamento convencional, devido ao tempo requisitado para a finalização do ensaio, assim, buscou-se obter dois corpos de prova, um para cada amostra indeformada retirada. No entanto, durante o processo de moldagem dos corpos de prova, observou-se que o solo de uma das amostras era muito pouco coesivo (Amostra 1), impossibilitando a moldagem. Sendo assim, apenas a amostra com características plásticas (Amostra 2), material argiloso, permaneceu indeformada e a mesma foi moldada e submetida ao ensaio de adensamento.

Com o material remanescente da moldagem do corpo de prova do adensamento, preparou-se amostras deformadas para os ensaios de caracterização, conforme a normativa. Para este ensaio foram utilizadas amostras dos dois solos extraídos, solo argiloso e não coesivo, Amostra 1 e 2, respectivamente, conforme Figura 43.

Figura 43 – Amostras 1 e 2 para os ensaios de caracterização.



Fonte: Elaborado pela autora.

Após o término do ensaio de adensamento, foram preparadas analogamente ao anel de adensamento, mais três amostras indeformadas, desta vez em seção quadrada, para os ensaios de cisalhamento direto.

### 3.3.3 Ensaio de Adensamento

O ensaio de adensamento oedométrico foi realizado com uma amostra do solo argiloso, de acordo com a norma MB-3336:1990. A Figura 44 ilustra o corpo de prova e

os componentes da célula de adensamento utilizados no ensaio.

Figura 44 – Corpo de prova e componentes da célula de adensamento.



Fonte: Elaborado pela autora.

Durante o ensaio, cargas de 250 g, 500 g, 1 kg, 2 kg, 4 kg, 8 kg, 16 kg e 32 kg, foram adotadas em diferentes estágios. Os carregamentos correspondem respectivamente às seguintes tensões: 12,50 kPa; 25 kPa; 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa; 800 kPa e 1600 kPa. Para cada estágio a altura do corpo de prova foi monitorada em determinados intervalos de tempo ditados por norma, até completar 24 horas.

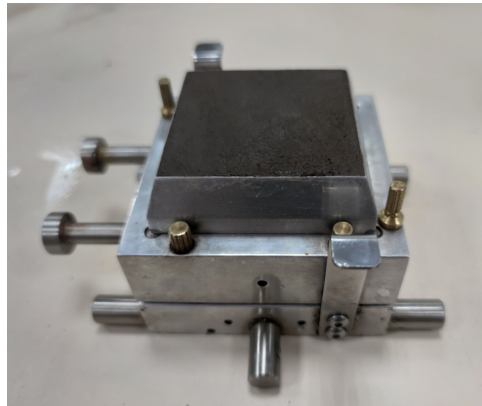
Registradas as leituras correspondentes ao máximo carregamento empregado, efetuou-se o descarregamento do corpo de prova em quatro estágios, de forma análoga ao carregamento, até a estabilização da altura do corpo de prova. Finalizado o processo retirou-se imediatamente o corpo de prova da célula para posterior determinação de massa e obtenção do teor de umidade final.

#### **3.3.4 Ensaio de Cisalhamento Direto**

No ensaio de cisalhamento direto, assim como no ensaio de adensamento convencional, foram utilizadas amostras indeformadas do solo argiloso (Amostra 2), as quais foram ensaiadas em um equipamento eletrônico. No total foram moldados três amostras de seção quadrada, (60 x 60) mm e altura de 20 mm, uma para cada tensão normal de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, ensaiados em condição inundada.

As amostras foram cisalhadas a uma velocidade de deslocamento de 0,01 mm/min, de modo a garantir o comportamento ideal do cisalhamento para um solo fino, mole e de alto teor orgânico. Na Figura 45 pode ser visualizada um dos corpos de prova preparados para o ensaio sendo montada dentro da caixa de cisalhamento.

Figura 45 – Corpo de prova preparado para o ensaio de adensamento e cisalhamento direto.



Fonte: Elaborado pela autora.

### 3.3.5 Ensaios de Caracterização

Para os ensaios de caracterização do solo, ambas amostras foram ensaiadas, o solo argiloso e o pouco coesivo. De acordo com a NBR 6457:2016, as amostras para os ensaios de caracterização foram realizadas com secagem prévia, onde uma pequena fração das amostras foi pesada, para posterior verificação da umidade, e cerca de 1 kg de cada amostra foi separado e seco até próximo da umidade higroscópica.

#### 3.3.5.1 Análise Granulométrica

Atendendo às normas NBR 7181:2018 e NBR 6457:2016, com as amostras secas, os solos foram colocados na peneira com abertura de 76 mm, no entanto, em nenhuma das amostras obtiveram-se materiais retidos.

Sendo assim, os materiais passantes na peneira de 76 mm foram colocados na peneira com abertura de 2,0 mm, e então, os que permaneceram retidos foram cuidadosamente lavados e colocados na estufa para posterior peneiramento grosso. Já os materiais de menor dimensão, passantes na peneira, foram destinados à sedimentação e peneiramento fino, ensaio de densidade real dos grãos e determinação do limite de liquidez e limite de plasticidade. O procedimento se repetiu para ambas amostras ensaiadas, no entanto, somente com a amostra de solo arenoso (Amostra 1) foi possível realizar o peneiramento grosso, visto que foi a única a apresentar material retido na peneira de 2,0 mm.

Após o procedimento de sedimentação, com os materiais de ambas amostras completamente secos, realizou-se o peneiramento fino. Nas duas amostras houveram materiais retidos em todas as aberturas das peneiras.

Após o término do peneiramento fino, retirou-se da estufa o material retido na peneira de abertura de 2,0 mm, e realizou-se o peneiramento grosso apenas com a

Amostra 1, resultando na fração retida apenas na peneira com abertura de 4,8 mm.

#### 3.3.5.2 *Densidade Real dos Grãos*

Para a realização do ensaio tomou-se como base a normativa DNER 093:1994 em função do tamanho dos picnômetros presentes no laboratório. Para ambas amostras, foram utilizados cinco conjuntos de picnômetros.

#### 3.3.5.3 *Limite de Liquidez*

Em laboratório, para a obtenção do LL, utiliza-se o aparelho de Casagrande, um equipamento em formato de concha, cujo procedimento é ditado pela NBR 6459:2017. Neste ensaio procurou-se determinar o teor de umidade em que as amostras do sulco se uniram, em cerca de um centímetro de comprimento, sob a ação de 25 golpes, com intervalos permitidos de 15 a 35 golpes da concha sobre a base do aparelho.

Do material que se encontrou junto à ranhura, após os golpes realizados, transferiu-se imediatamente uma pequena quantidade de solo para uma cápsula com o intuito de determinar a sua umidade. Em seguida, transferiu-se todo o restante da massa para o almofariz, lavou-se a concha e o cinzel para uma nova aferição. Continuou-se a adicionar água destilada à mistura, a fim de repetir mais quatro pontos de ensaio, obtendo no total cinco pontos, para cada uma das amostras, considerando o intervalo de golpes permitido por norma.

#### 3.3.5.4 *Limite de Plasticidade*

De acordo com a NBR 7180:2016, o limite de plasticidade é definido como sendo o teor de umidade em que um solo em formato de cilindro com 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento, ao ser moldado, começa a se fragmentar. Assim como no ensaio de determinação do LL, cerca de 100 g de solo passado na peneira de abertura de 0,42 mm são destinados ao ensaio, modelando-se três cilindros ideais que se fragmentaram com diâmetro de 3 mm e comprimento de 100 mm, de acordo com o gabarito de comparação.

Para a amostra arenosa não foi possível realizar o ensaio, visto que o solo não era plástico, impossibilitando obter o cilindro requisitado.

### 3.4 METODOLOGIA DE ANÁLISE DOS DADOS

Através dos parâmetros fornecidos pelos ensaios de campo e laboratório, assim como os perfis de sondagens SPT e boletins de CPTU, elaborou-se o perfil estratigráfico padrão da área.

A partir das formulações da Mecânica dos Solos apresentadas no capítulo 2 deste trabalho, realizou-se uma estimativa da magnitude dos recalques e tempo de

ocorrência dos mesmos para o aterro recentemente construído e também considerando cargas hipotéticas referentes às futuras construções e obras de infraestrutura que poderão ser implantadas próximo ao local de estudo, implicando em diferentes carregamentos no solo.

Com o auxílio do programa computacional SLOPE/W, do pacote GeoStudio 2021, executou-se a simulação de estabilidade do aterro executado. As análises de estabilidade foram realizadas em termos de tensões totais (parâmetros de resistência não drenada) e tensões efetivas (parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb).

Para a estimativa dos fatores de segurança do aterro a partir de análises de estabilidade por equilíbrio-limite, foi empregado o método de Morgenstern & Price. Ao final, as estimativas de recalques efetuadas para o aterro construído foram comparadas com as leituras obtidas por meio da instrumentação, com as placas de recalque.



## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos através da interpretação dos ensaios de campo fornecidos, SPT e CPTU, bem como dos ensaios realizados em laboratório. Como resultado tem-se a avaliação das propriedades geotécnicas do material amostrado, caracterizando o solo e obtendo os parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Além destes, serão apresentadas as análises para a avaliação da estabilidade de aterros sobre o solo estudado e, para a previsão da magnitude e tempo dos recalques.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS POR MEIO DOS ENSAIOS FORNECIDOS

#### 4.1.1 Perfis estratigráficos

Os perfis estratigráficos, mostrados no Apêndice A, foram gerados através dos relatórios de sondagens SPT. De acordo com a análise dos perfis, verificou-se que a sua composição varia de argila a areia grossa. Embora os furos de sondagem estejam localizados relativamente próximos um do outro, os perfis ainda apresentam pequenas incertezas entre cada ensaio realizado, visto que o solo estudado, por ser sedimentar, apresenta muitas misturas de materiais.

Tendo em vista a heterogeneidade do solo, a caracterização do mesmo foi validada com os seis ensaios de CPTU, cujos perfis estão apresentados no Apêndice B. Como por exemplo, pode-se citar o ensaio SP-01 que fornece um perfil totalmente caracterizado por areias médias e finas, excetuando as camadas superficiais de solo orgânico, com variação de  $N_{SPT}$  de 2 a 8. Através da análise do CPTU-05, verifica-se um aumento das poropressões a partir de 14 m de profundidade, sendo que possivelmente o solo abaixo dos 14 m tenha uma maior predominância de partículas mais finas.

Com a análise da distribuição de poropressões e resistência de ponta ao longo da profundidade, registradas pelos ensaios de CPTU, foi possível identificar um caráter mais argiloso ou arenoso do solo. Nota-se também que os ensaios CPTU atingiram profundidades inferiores às profundidades do SPT, os quais provavelmente foram realizados para caracterização das camadas menos resistentes ou se tenha atingido a capacidade máxima de cravação do equipamento.

A análise dos perfis mostra um solo heterogêneo, com grandes variações de materiais ao longo da profundidade. Apresenta areias com grande quantidade de argila e silte, assim como siltes arenosos a siltes argilosos. Essa mistura de materiais nas camadas é típica de solos sedimentares de planície litorânea. A área estudada apresenta grande heterogeneidade de sedimentos, com ocorrência de solos moles em

várias profundidades e porções do terreno.

A ocorrência de solos moles é identificada em ambos os perfis de sondagem (SP-01 e SP-02), no entanto, se encontram predominantemente próximos a superfície. Ao longo da profundidade são evidenciados misturas de materiais mais arenosos, porém a resistência destes materiais só aumenta consideravelmente próximo à profundidade máxima atingida. No caso do SP-01 a partir dos 24 m e no SP-02 a partir dos 16 m. As baixas resistências ao longo de quase toda a camada, mesmo predominando material arenoso, são resultantes, possivelmente, da presença de matéria orgânica e argilas e siltes misturados nas camadas.

O mesmo ocorre nos ensaios de CPTU, no entanto, no ponto CPTU-12 as camadas de solos moles encontram-se predominantemente na superfície do terreno. Nesse ponto, caracterizou-se o solo como argila até uma profundidade de 5 m. Nos demais a ocorrência também é significativa, porém identificadas em camadas mais profundas, entre 10 a 20 metros, caracterizadas como misturas de siltes.

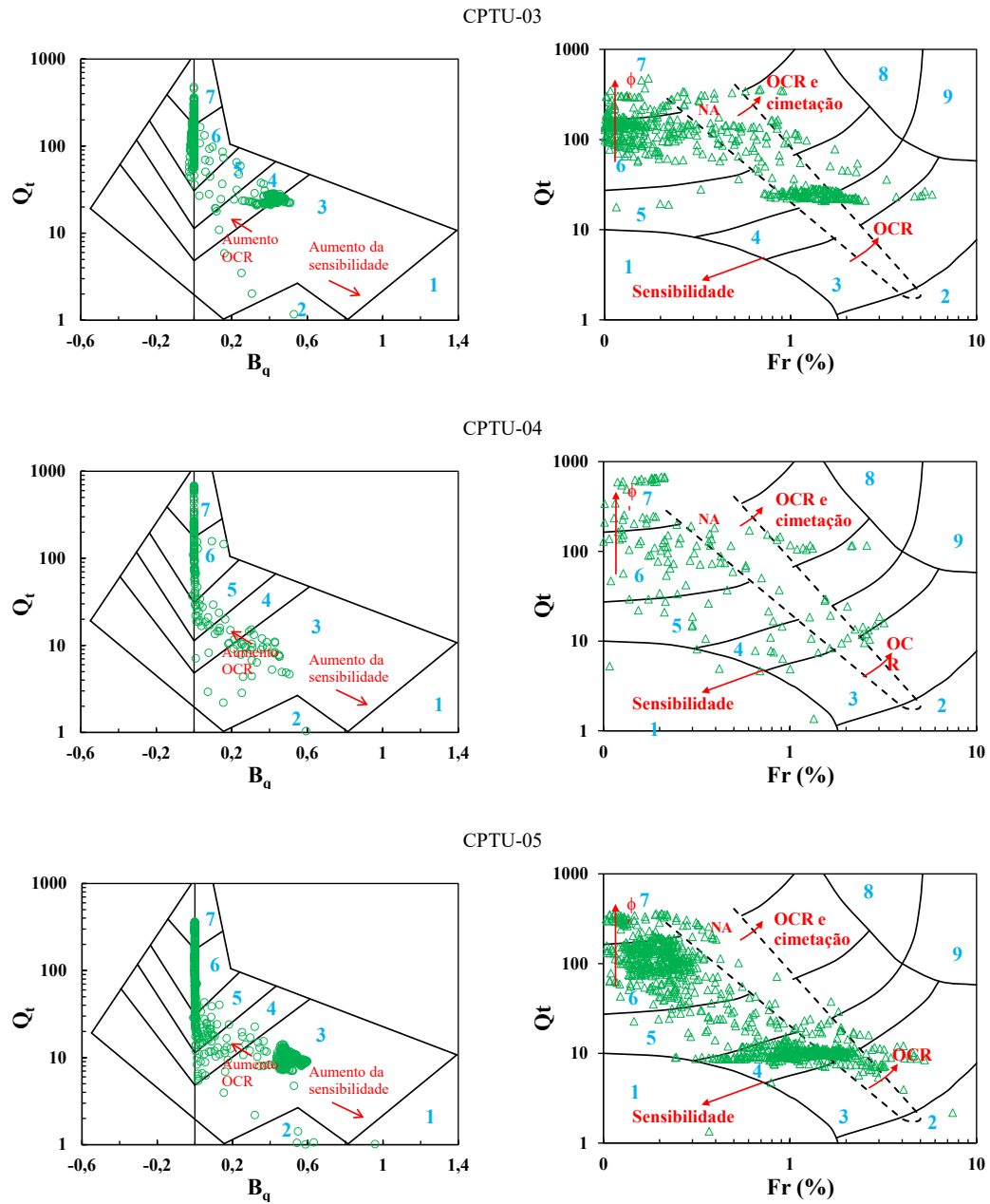
Quanto ao nível do lençol freático detectado nos ensaios, o mesmo variou muito em relação aos pontos de SPT e CPTU. No SP-01 o nível da água encontrado foi de 4,18 m e em SP-02 foi de 1,69 m, condizendo com os pontos apresentados no CPTU com os níveis de água variando entre 1 m e 4,30 m.

Apesar da grande extensão de áreas conceituadas como solos moles e de baixa resistência, o terreno apresenta porções caracterizadas como solos de média a alta resistência ( $N_{SPT}$  maior que 6). Analisando os perfis, percebe-se que o SP-01 e SP-02 apresentam diferentes profundidades nas quais se alcança o impenetrável, sendo mais profunda em SP-01.

#### **4.1.2 Caracterização dos solos no ensaio CPTU**

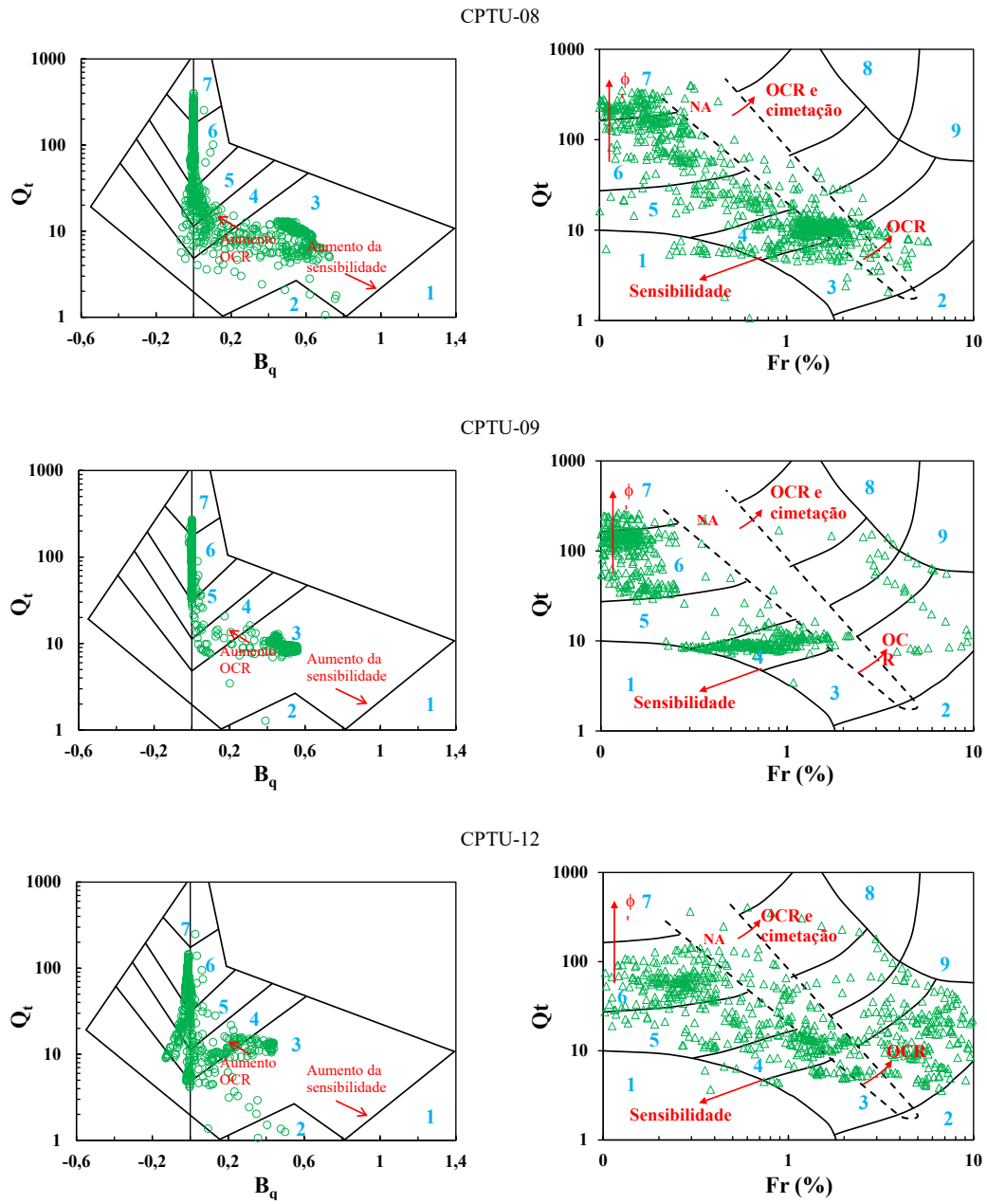
Para melhor compreensão dos perfis estratigráficos e melhor caracterização do subsolo do terreno, a partir dos dados fornecidos pelos ensaios do CPTU foi obtida a classificação das camadas presentes nos pontos ensaiados, por meio dos ábacos de Robertson (1990). As Figuras 46 e 47 mostram os resultados obtidos utilizando a classificação relacionada por  $Q_t \times F_r$  e  $Q_t \times B_q$  para os ensaios de CPTU. As Figuras 48 e 49 mostram a classificação dos materiais ( $I_{crw}$ ), conforme calculado pela equação 25.

Figura 46 – Classificação dos solos do ensaio CPTU-03, 04 e 05, por meio dos ábacos de Robertson (1990).



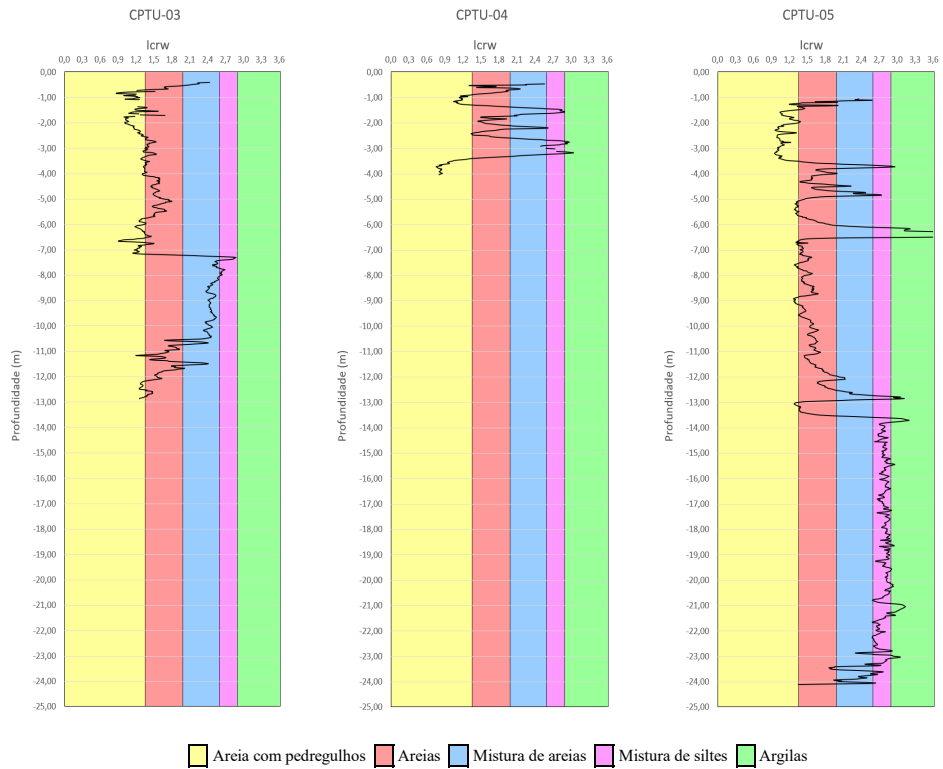
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 47 – Classificação dos solos do ensaio CPTU-08, 09 e 12, por meio dos ábacos de Robertson (1990).



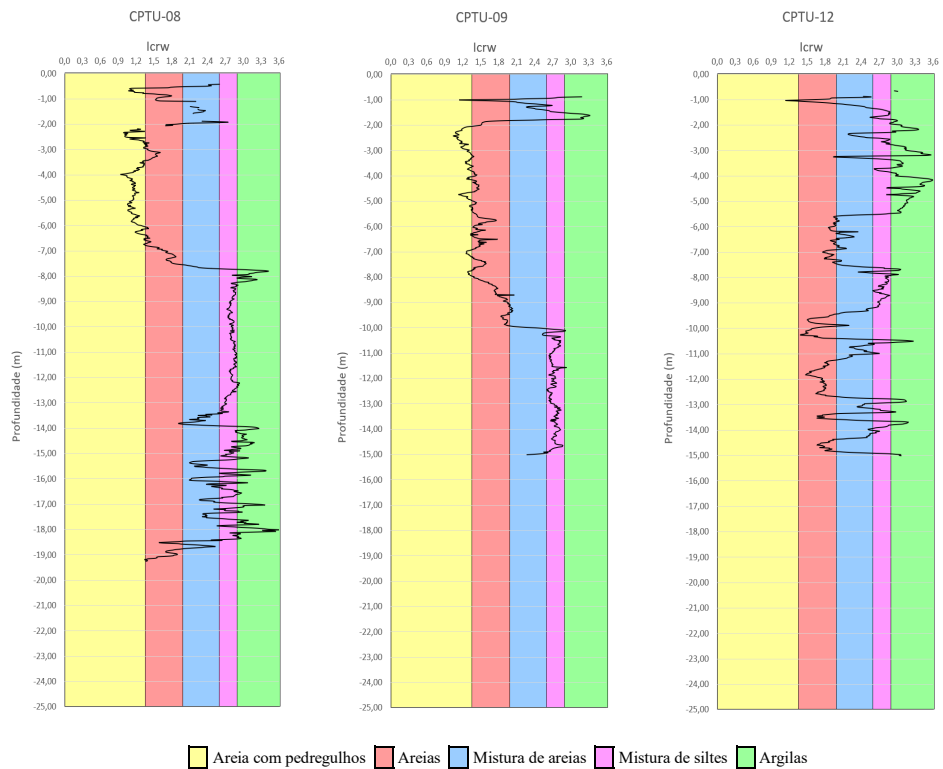
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 48 – Classificação do material do ensaio CPTU-03, 04 e 05 através do  $I_{cRW}$ .



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 49 – Classificação do material do ensaio CPTU-08, 09 e 12 através do  $I_{cRW}$ .



Fonte: Elaborado pela autora.

Analisando os ábacos de Robertson, percebe-se que os mesmos fornecem resultados semelhantes apontando uma concentração predominante em regiões com comportamento de areias siltosas (zona 6), mas também nota-se uma incidência constante nas zonas 4 e 7, siltes arenosos e areias, respectivamente. O solo com menor dispersão, é o observado no ponto CPTU-03. Já o que apresenta maior dispersão é o solo do ponto CPTU-08.

Em análise aos gráficos que relacionam a classificação do solo ( $I_{cRW}$ ) com a profundidade, todos os pontos de CPTU estão dispostos predominantemente nas faixas classificadas como areias e misturas de siltes. Como exceção, tem-se os pontos de CPTU-03 e CPTU-04, classificados como misturas de areias e areias com pedregulhos.

Em suma, a elevada heterogeneidade verificada, comprova a presença de solos sedimentares na região, estes característicos da sedimentação predominantemente subaquosa, devido a proximidade com rios e áreas de mangue associadas às variações do nível do mar. Vale ressaltar que o solo heterogêneo dificulta a caracterização através do ensaio SPT, visto que as finas camadas passam despercebidas durante o ensaio, diferentemente do ensaio de CPTU que consegue identificar as lentes do solo a cada 2 cm de profundidade.

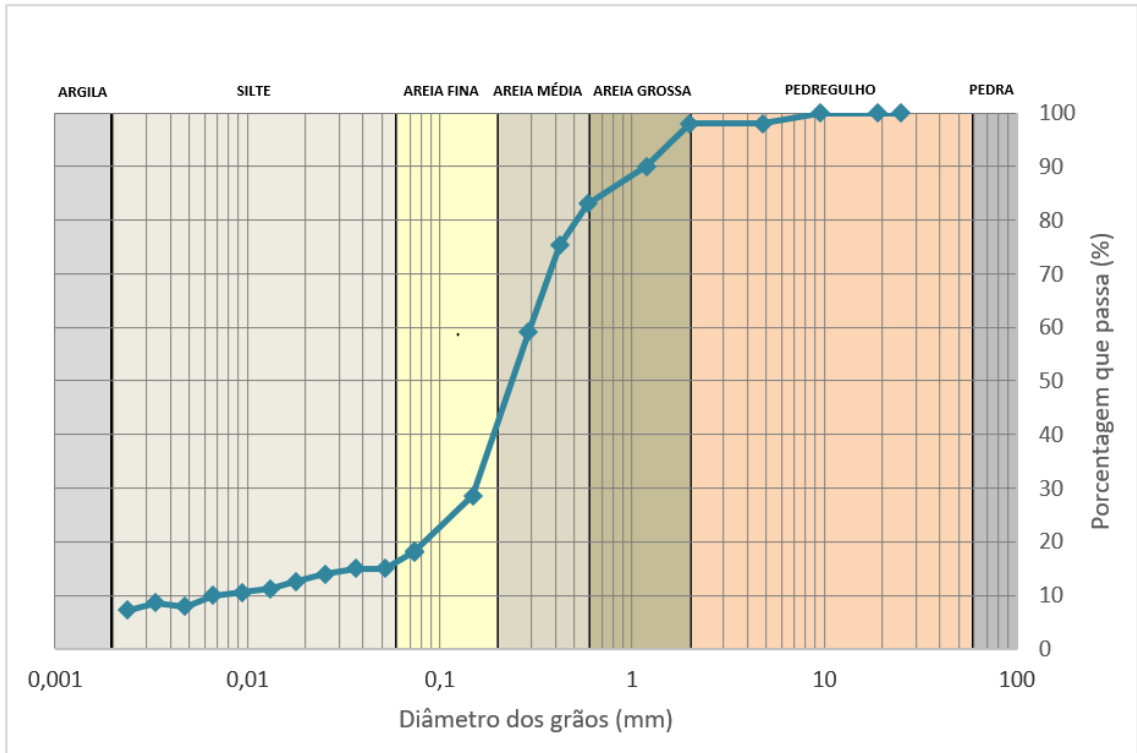
#### 4.2 CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA EM LABORATÓRIO

Os resultados dos ensaios de granulometria com sedimentação estão apresentados na Figura 50 para a Amostra 1 e Figura 51 para a Amostra 2.

Na curva da Amostra 1 identificou-se um solo predominantemente arenoso, em que as areias representam 83% do solo, variando o diâmetro do grão entre 0,06 e 2mm, com a parcela de areia média em destaque. Foram detectados apenas 7,8% de silte e 7,2% de argila, o que caracteriza a amostra como uma areia silto-argilosa.

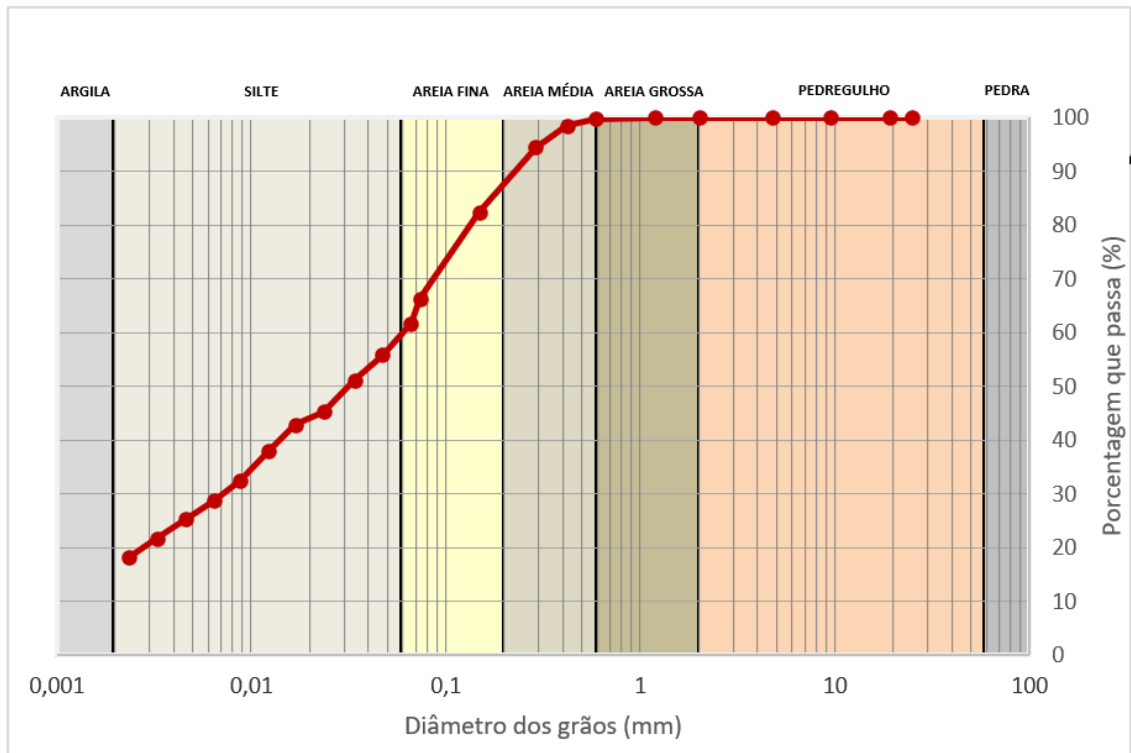
Na curva resultante da Amostra 2 foi possível identificar, através da escala granulométrica proposta pela NBR 6502:1995, a seguinte composição: 0,2% de areia grossa, 12,8% de areia média, 27% de areia fina, 41,8% de silte e 18,2% de argila. Com isso, a Amostra 2 possui predominância de partículas de silte, com diâmetro dos grãos variando entre 0,002 a 0,06mm. No entanto, o material também apresenta quantidade significativa de material arenoso (areia fina e média) e argila, deste modo, tem-se um material caracterizado como silte argilo-arenoso.

Figura 50 – Curva granulométrica da Amostra 1.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 51 – Curva granulométrica da Amostra 2.



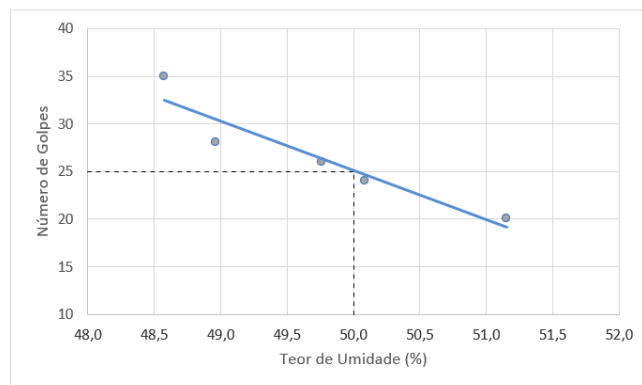
Fonte: Elaborado pela autora.

Para a Amostra 1 encontrou-se massa específica real dos grãos de 2,54 g/cm<sup>3</sup>, resultado esperado para solos finos com maior presença de matéria orgânica. Semelhante a primeira amostra, a Amostra 2 apresentou massa específica real dos grãos de 2,61 g/cm<sup>3</sup>.

Os ensaios de limite de liquidez e plasticidade classificaram a Amostra 1 como um solo não plástico. Já para a Amostra 2, forneceram valores de 50% e 42%, respectivamente. A combinação dos resultados dos limites de liquidez e plasticidade permitiram calcular o índice de plasticidade para a Amostra 2, sendo encontrado um valor igual a 8% e um índice de consistência no valor de 0,035, classificando-o como um solo mole.

O resultado do ensaio de LL da Amostra 2 pode ser visualizado na Figura 52.

Figura 52 – Limite de Liquidez da Amostra 2.



Fonte: Elaborado pela autora.

Com base nos dados obtidos pela análise granulométrica e limites de liquidez e plasticidade, foi possível classificar o solo através dos sistemas de classificação USCS e rodoviário (AASTHO).

De acordo com o sistema de classificação unificado, a Amostra 1 é classificada como SM - Areia Siltosa. Para o sistema rodoviário esta é classificada como A-2-4 - Areia Siltosa. Já para a Amostra 2, no sistema de classificação unificado, o solo engloba uma região de ML - Silte de Baixa Compressibilidade ou OL - Solo Orgânico de Baixa Compressibilidade. No entanto, a partir da análise tátil visual, realizada anteriormente, foi possível caracterizar o solo como orgânico, sendo assim, o sistema classifica a amostra como OL. Para o rodoviário, a Amostra 2 é classificada como solo A-5 - Solos Siltosos.

As classificações permitiram validar o substrato existente perante aos ensaios de campo e laboratório fornecidos, sendo este formado por uma mistura de areias, predominantemente siltosa, com elevada presença de matéria orgânica. Tal verificação também foi possível nos resultados dos ensaios de campo e seus respectivos perfis estratigráficos.

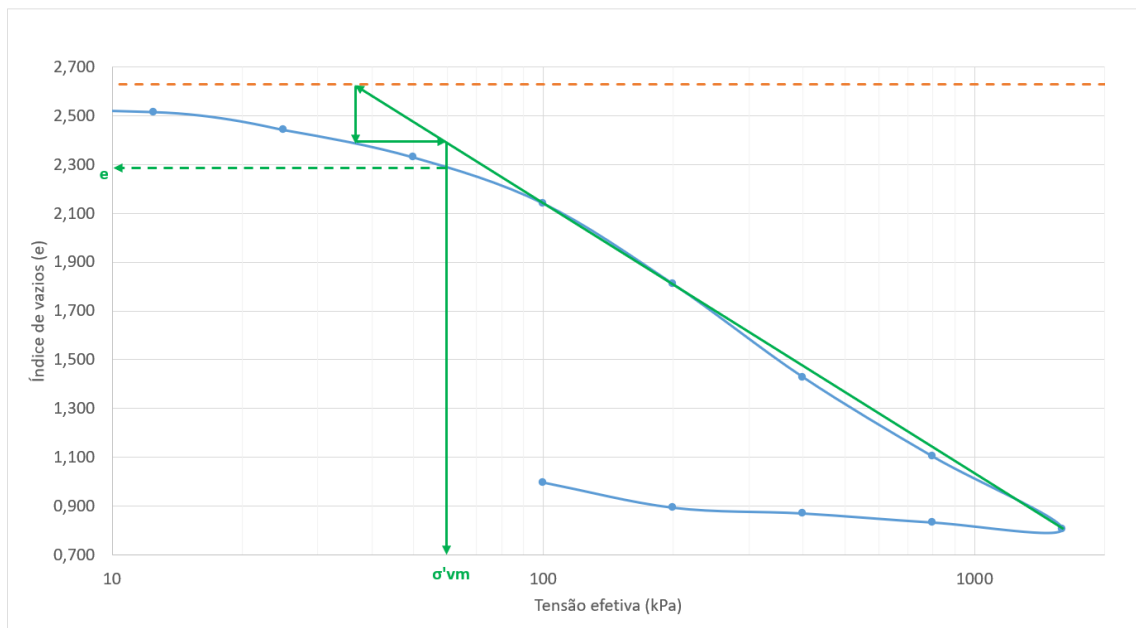


### 4.3 RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE ADENSAMENTO

Inicialmente foram obtidos alguns parâmetros característicos do solo em análise, como o peso específico natural no valor de  $13,60 \text{ kN/m}^3$ , e a partir da altura do corpo de prova, determinou-se o índice de vazios inicial da amostra, no valor de 2,63. Estes valores de baixo peso específico e alto índice de vazios, quando analisados separadamente podem trazer algumas incertezas. Isto deve-se ao fato que, de acordo com a classificação do solo, realizada anteriormente por meio das sondagens, o mesmo não apresenta em seu perfil, características de um solo muito mole, por apresentar grande quantidade de material arenoso e siltoso. No entanto, se fazem coerentes se considerado o alto teor de matéria orgânica existente comprovado durante o manuseio da amostra.

Com os dados do ensaio, foi traçada a curva de adensamento, que relaciona o índice de vazios com as tensões efetivas verticais aplicadas. Visando determinar a tensão de pré-adensamento, utilizou-se o método de Pacheco Silva, conforme indicado na Figura 53 e, posteriormente, realizou-se a definição dos índices de compressão, recompressão e descompressão ou expansão, como mostra a Tabela 6.

Figura 53 – Curva de adensamento para determinação da tensão de pré-adensamento.



Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 6 – Parâmetros de compressibilidade.

$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$C_c$	$C_r$	$C_e$
60,00	1,113	0,244	0,124

Fonte: Elaborado pela autora.

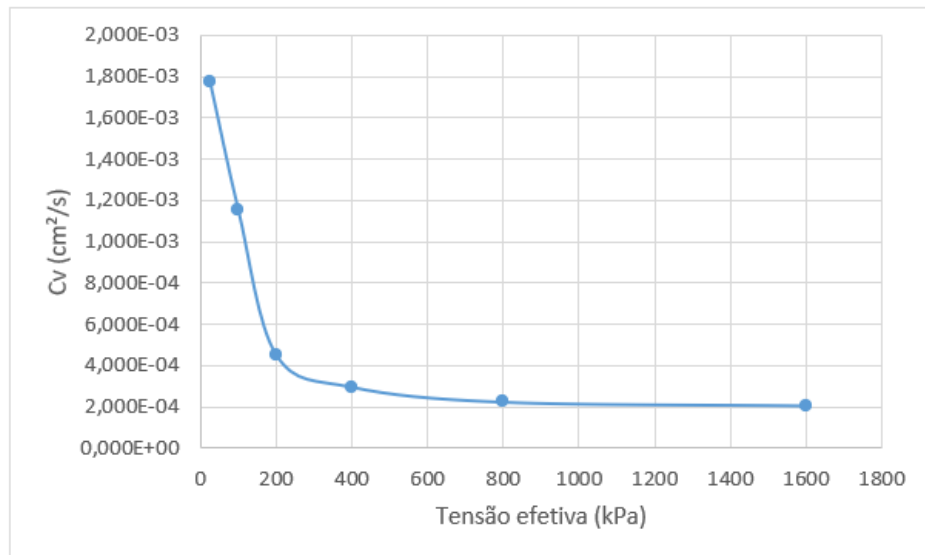
O valor da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) encontrado, se comparado com a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_{v0}$ ) de campo, (lembrando que a amostra foi retirada de uma camada superficial), revela que o solo é pré-adensado, com OCR de 4,41, isto é, já foi submetido a um estado de tensões superior ao atual. Alguns fatores podem justificar este comportamento do solo, como por exemplo, a variação da tensão efetiva total, tendo em vista a possível remoção de sobrecarga superficial, seja por processo de erosão, ação do homem ou recuo das águas do mar, a variação da poropressão causada por diferentes cotas do lençol freático e a variação da estrutura do solo.

A qualidade da amostra foi definida como boa a regular, segundo o critério apresentado por Lunne, Berre e Strandvik (1997), de acordo com o OCR, sendo que a relação de  $\Delta_e/e_0$  encontrada foi de 0,04. Sendo assim, a interpretação dos parâmetros do ensaio pode ser efetuada com tranquilidade.

Nota-se um valor mediano de índice de compressão, justificado por uma quantidade significativa de areias, destacando-se por serem partículas angulares e de maior resistência.

Para a obtenção dos valores dos coeficientes de adensamento ( $c_v$ ), utilizou-se o método empírico de Casagrande, o qual deve-se traçar um gráfico que relaciona a altura do corpo de prova com a função logarítmica do tempo para cada incremento de carga. A Figura 54 mostra o gráfico de variação do coeficiente de adensamento em relação à carga aplicada.

Figura 54 – Variação de  $c_v$  em função da carga aplicada.



Fonte: Elaborado pela autora.

Observa-se que o coeficiente de adensamento diminui com o aumento da carga aplicada, em função do adensamento do material, onde as partículas se acomodam pouco a pouco, reduzindo assim o índice de vazios. O coeficiente decresce

significativamente à medida que se aproxima da tensão de pré-adensamento, para tensões superiores a  $\sigma'_{vm}$ , o valor de  $c_v$  mantém-se aproximadamente constante.

O coeficiente de adensamento de projeto adotado para as análises foi aquele referente a maior proximidade com a tensão de pré-adensamento definida, resultando no valor de  $9,52 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

O coeficiente de compressão secundária  $c_\alpha$  foi obtido na sequência a partir dos gráficos plotados para análise do  $c_v$  pelo método de Casagrande. Assim, analisando os resultados para os maiores incrementos de carga, encontrou-se um  $c_\alpha$  de aproximadamente 0,03, valor típico de solos orgânicos, de acordo com Lambe e Whitman (1969).

#### 4.4 RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio obteve um índice de vazios inicial de 2,68 e pesos específicos iniciais dos corpos de prova para cada tensão normal aplicada, apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Dados dos corpos de prova.

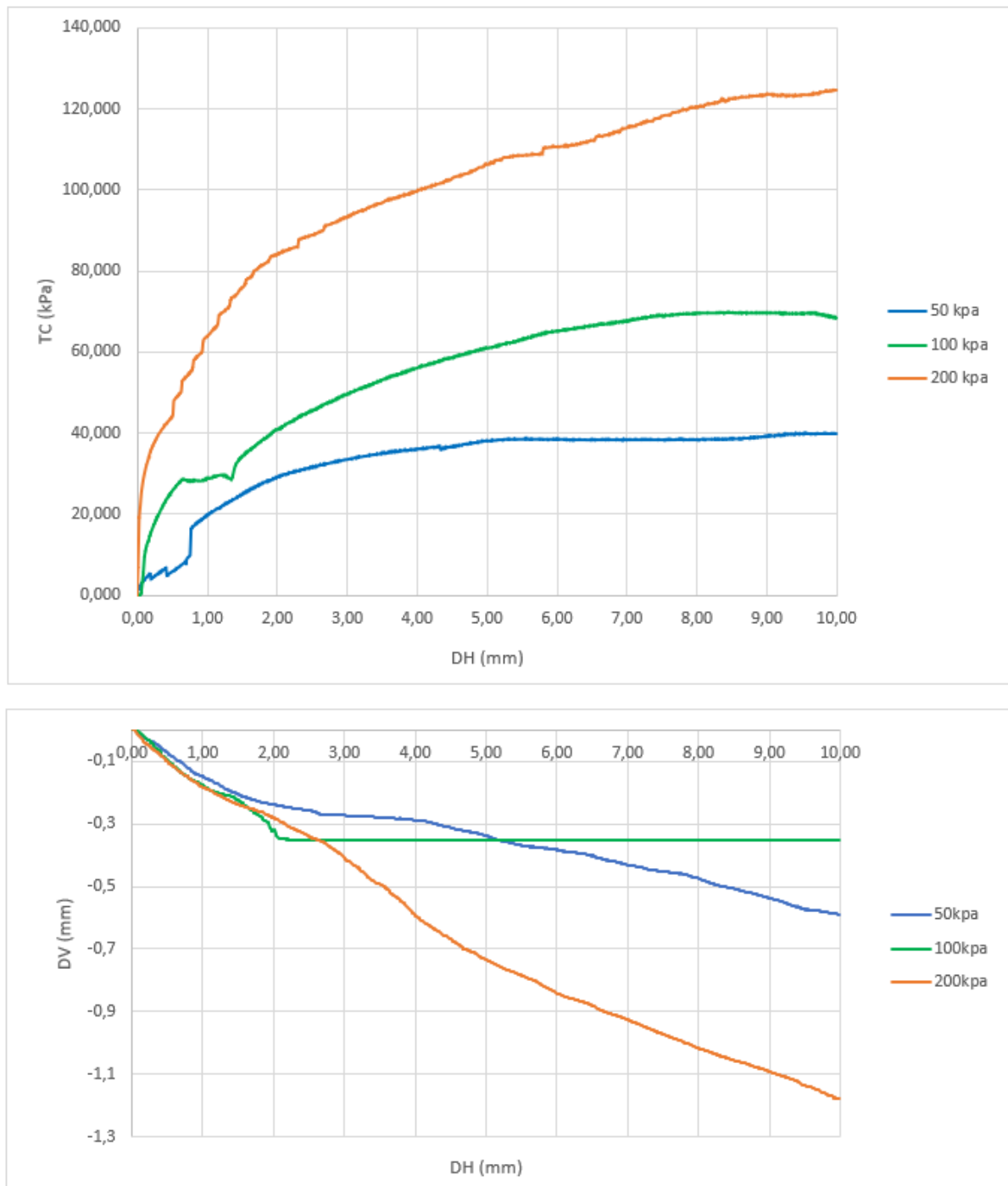
Tensão Normal (kPa)	Peso específico inicial (kN/m <sup>3</sup> )
50	13,40
100	13,92
200	14,03

Fonte: Elaborado pela autora.

Os pesos específicos encontrados para cada uma das tensões normais no ensaio de cisalhamento direto se mostram coerentes com o valor adotado para a camada compressível, obtido no ensaio de adensamento.

Na Figura 55 são apresentadas as curvas de tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal e suas respectivas curvas de deslocamento vertical, para os três ensaios realizados, segundo as tensões normais efetivas aplicadas.

Figura 55 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborado pela autora.

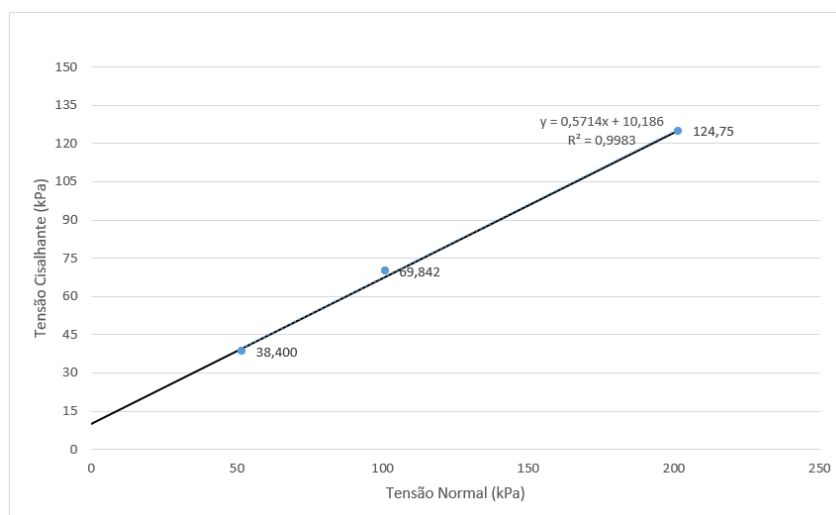
Nota-se que as curvas plotadas inicialmente se mostram um pouco perturbadas, provavelmente devido à presença de matéria orgânica. Curiosamente, as curvas também não apresentam pico de resistência, comportamento característico das argilas pré-adensadas. Possivelmente isto deve-se ao fato de que as tensões normais efetivas aplicadas durante o ensaio de cisalhamento são muito próximas e até superiores à tensão de pré-adensamento, fazendo com que o solo tenha um comportamento similar

à uma argila normalmente adensada, sem pico de resistência e com as deformações exclusivamente contrativas.

Com relação à variação de volume dos corpos de prova, nota-se para a tensão normal de 100 kPa, uma compressão inicial até aproximadamente 2 mm de deslocamento horizontal. Em seguida, o corpo de prova apresenta pequena variação volumétrica, tendendo a uma estabilização. Este episódio possivelmente está associado a algum erro durante o ensaio com tensão normal de 100 kPa, o qual não pôde ser repetido em função da falta de material. Em contrapartida, para as tensões de 50 kPa e 200 kPa registrou-se uma compressão gradual ao longo de todo o deslocamento.

Ajustando-se a envoltória linear do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, obtém-se para o solo ensaiado, conforme mostra a Figura 56, um ângulo de atrito de  $29,95^\circ$  e coesão igual a 10 kPa.

Figura 56 – Envoltória de resistência.



Fonte: Elaborado pela autora.

## 4.5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS RECALQUES

### 4.5.1 Estimativa da magnitude e tempo para ocorrência dos recalques por adensamento

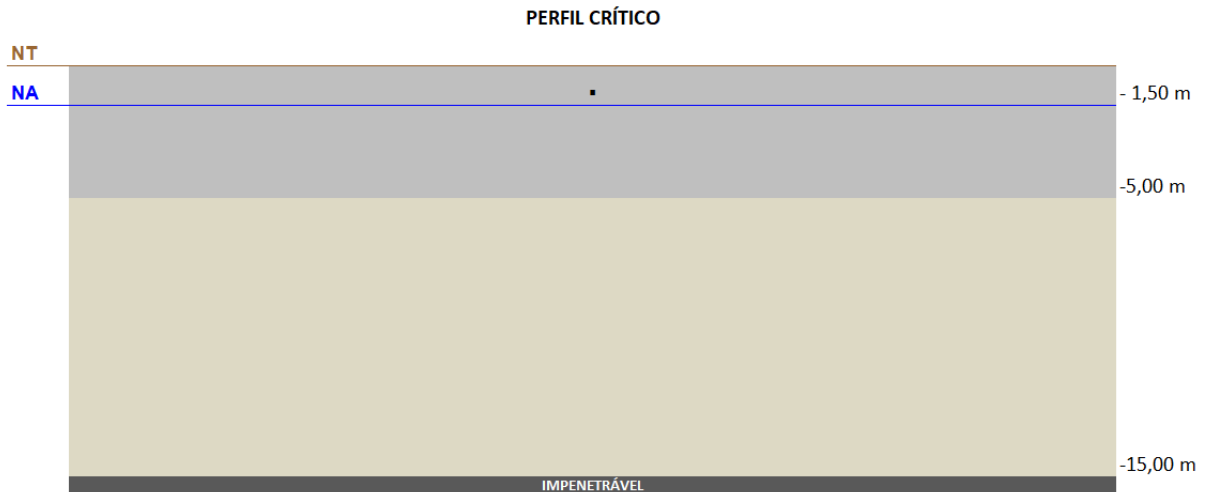
A partir dos parâmetros obtidos no ensaio de adensamento foi possível caracterizar o comportamento do solo, quando imposta uma carga de aterro e possíveis sobrecargas.

Para a análise dos recalques utilizou-se um caso mais crítico presente na área do terreno em estudo, um perfil semelhante ao que se referia ao ponto do ensaio de piezocone 12, perfil com maior presença de argila. O mesmo foi proposto para uma melhor avaliação de estabilidade de aterros sobre solos moles e previsão da magnitude

e tempo dos recalques.

O perfil crítico definido para a região pode ser visualizado na Figura 57, composto inicialmente por 5 m de argila mole e 10 m de areia grossa siltosa, com o nível do lençol freático em 1,5 m de profundidade (nível intermediário adotado levando em consideração os valores apresentados nos ensaios e avaliando as condições críticas das tensão efetivas).

Figura 57 – Perfil crítico adotado.



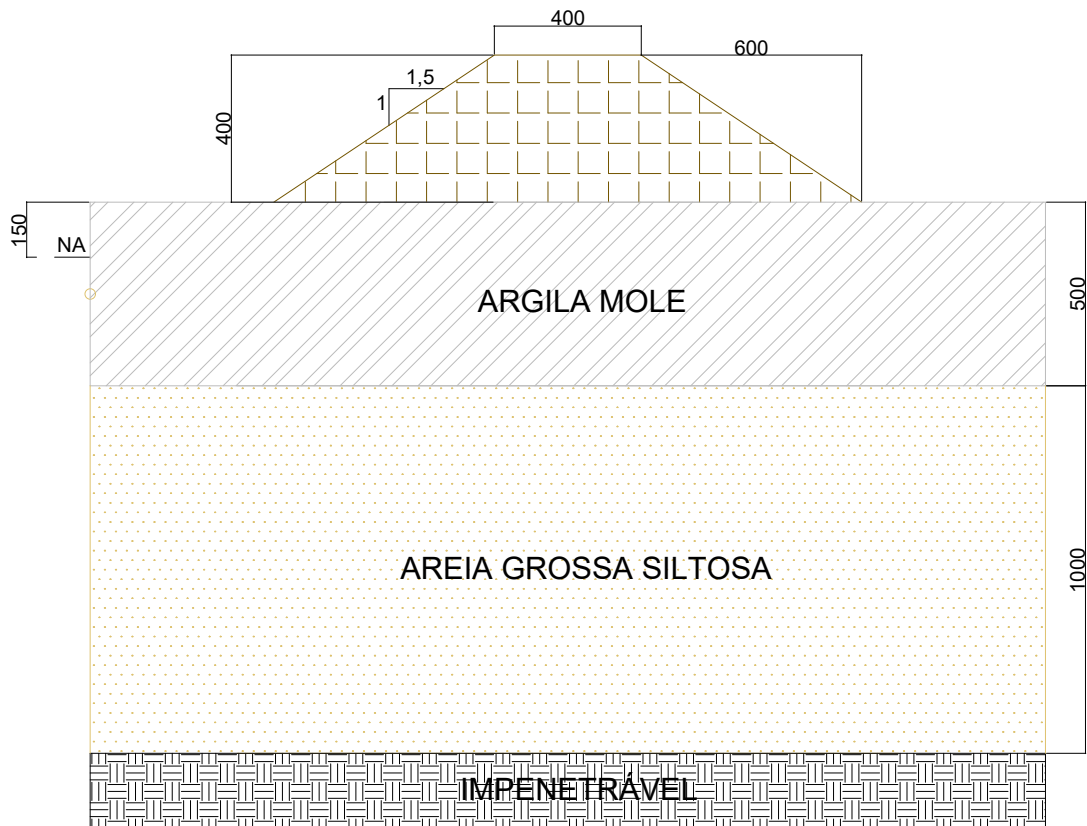
Solo	Cor	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Espessura (m)
Argila mole		13,60 <sup>*</sup>	5,00
Areia grossa siltosa		17,00 <sup>**</sup>	10,00
<b>NT</b>	Nível do terreno		
<b>NA</b>	Nível da água		
▪ profundidade em que a amostra foi retirada			
<sup>*</sup> Valor obtido nos ensaios laboratoriais			
<sup>**</sup> Valor estimado conforme NBR 6484:2020			

Fonte: Elaborado pela autora.

Para a caracterização da camada superficial de argila foram utilizados os resultados obtidos nos ensaios. O comportamento dos horizontes sedimentares foi estimado, visto que as sondagens se encontravam relativamente afastadas, impossibilitando a elaboração de um perfil de maior precisão.

Dadas as hipóteses assumidas para a execução dos cálculos de recalque, foi elaborado um modelo geomecânico considerando a construção de um aterro proposto, conforme Figura 58. Este, similar ao construído no local, com altura de quatro metros ( $h = 4\text{m}$ ) e inclinação 1 (V) : 1,5 (H), sobre 5 m de argila mole e 10 m de areia grossa siltosa. Sendo assim, para a camada compressível em análise, argila mole, consideraram-se duas camadas drenantes, a areia e o colchão drenante, colocado abaixo do aterro.

Figura 58 – modelo geomecânico para cálculo do recalque por adensamento.



Fonte: Elaborado pela autora.

O modelo acima foi analisado considerando os parâmetros da camada de argila mole obtidos no ensaio de adensamento e do aterro construído, apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Parâmetros da camada de argila mole e aterro construído.

<b>Dados Argila mole</b>	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,60
$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,00
$C_c$	1,113
$C_r$	0,244
$e_0$	2,63
$\sigma'_{vm}$ (kPa)	60,00
H (m)	5,00
Z (m)	2,50
NA (m)	1,50
$C\alpha$	0,03
$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	9,52E-04
E (kPa)	5000,00
$\nu$	0,40
t - 24h (min)	1440
t*p (min)	20
<b>Dados aterro construído (h = 4 m)</b>	
h (m)	4,00
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,00

Fonte: Elaborado pela autora.

Primeiramente, calculou-se o recalque imediato de acordo com a equação 18. Este, quando aplicado à Teoria da Elasticidade, possivelmente pode trazer resultados incorretos para a análise do solo heterogêneo em estudo, por isso, simplificou-se a teoria utilizando apenas um módulo de elasticidade para todo o perfil. Os parâmetros elásticos foram adotados de acordo com Pinto (2006).

Em seguida, calcularam-se os recalques primário e secundário, de acordo com as equações, 19 e 20, para o modelo geomecânico proposto, apenas com as características do aterro construído, com altura de 4 metros sobre uma camada compressível de 5 metros. No entanto, como no local de estudo a área destinada ao loteamento ainda poderá receber cargas, assim como nos terrenos vizinhos que estão sujeitos a suportar grandes construções, levou-se em consideração a heterogeneidade do solo e ampliou-se a abrangência das análises para diferentes situações.

Sendo assim, também foram calculados recalques para outros aterros hipotéticos, com alturas críticas de 5 e 6 metros, mantendo-se a relação de inclinação 1:1,5. Foram avaliadas, ainda, situações com incrementos de sobrecarga (25 kPa, 50 kPa, 75 kPa e 100 kPa) para cada altura de aterro avaliada e diferentes espessuras de camadas compressíveis (7 m, 3 m e 1 m), considerando a heterogeneidade do terreno.

As previsões de magnitude de recalque para cada situação e tempo de recalque referente a 90% do adensamento, são apresentados nos Quadros 4, 5 e 6.



Quadro 4 – Análise de recalques sob aterro construído com altura de 4 metros.

Análise de recalque em aterro construído (h= 4 m)								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	32,68	0,0220	0,1632	0,1074	0,2926	0,2481	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>35,34</b>	<b>0,0237</b>	<b>0,1265</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,2270</b>	<b>0,1925</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	37,09	0,0249	0,0775	0,0460	0,1484	0,1259	7,73
1	0,50	38,00	0,0255	0,0247	0,0153	0,0656	0,0556	0,86

Análise de recalque estimando sobrecarga em aterro construído (h = 4 m)								
$\sigma_v = 25$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	57,68	0,0388	0,4865	0,1074	0,6327	0,5366	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>60,34</b>	<b>0,0405</b>	<b>0,3606</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,4779</b>	<b>0,4052</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	62,09	0,0417	0,2217	0,0460	0,3095	0,2624	7,73
1	0,50	63,00	0,0423	0,0838	0,0153	0,1414	0,1199	0,86
$\sigma_v = 50$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	82,68	0,0556	0,7262	0,1074	0,8892	0,7540	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>85,34</b>	<b>0,0573</b>	<b>0,5334</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,6675</b>	<b>0,5660</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	87,09	0,0585	0,3275	0,0460	0,4320	0,3664	7,73
1	0,50	88,00	0,0591	0,1245	0,0153	0,1990	0,1688	0,86
$\sigma_v = 75$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	107,68	0,0724	0,9166	0,1074	1,0964	0,9298	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>110,34</b>	<b>0,0741</b>	<b>0,6705</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,8214</b>	<b>0,6966</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	112,09	0,0753	0,4110	0,0460	0,5324	0,4515	7,73
1	0,50	113,00	0,0759	0,1557	0,0153	0,2470	0,2094	0,86
$\sigma_v = 100$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	132,68	0,0892	1,0747	0,1074	1,2713	1,0781	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>135,34</b>	<b>0,0909</b>	<b>0,7841</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,9518</b>	<b>0,8072</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	137,09	0,0921	0,4801	0,0460	0,6182	0,5243	7,73
1	0,50	138,00	0,0927	0,1809	0,0153	0,2890	0,2451	0,86

Fonte: Elaborado pela autora.

Quadro 5 – Análise de recalques sob aterro hipotético com altura de 5 metros.

Análise de estabilidade em aterro hipotético (h= 5 m)								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_{va}$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	43,70	0,0294	0,3196	0,1074	0,4565	0,3871	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>45,32</b>	<b>0,0305</b>	<b>0,2299</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,3371</b>	<b>0,2859</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	46,74	0,0314	0,1395	0,0460	0,2169	0,1840	7,73
1	0,50	47,50	0,0319	0,0503	0,0153	0,0976	0,0828	0,86

Análise de estabilidade estimando sobrecarga em aterro hipotético (h = 5 m)								
$\sigma_v = 25$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	68,70	0,0462	0,5998	0,1074	0,7534	0,6389	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>70,32</b>	<b>0,0473</b>	<b>0,4350</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,5590</b>	<b>0,4740</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	71,74	0,0482	0,2659	0,0460	0,3602	0,3054	7,73
1	0,50	72,50	0,0487	0,1008	0,0153	0,1648	0,1398	0,86
$\sigma_v = 50$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	93,70	0,0630	0,8149	0,1074	0,9854	0,8356	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>95,32</b>	<b>0,0641</b>	<b>0,5915</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,7323</b>	<b>0,6210</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	96,74	0,0650	0,3618	0,0460	0,4729	0,4010	7,73
1	0,50	97,50	0,0655	0,1372	0,0153	0,2181	0,1850	0,86
$\sigma_v = 75$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	118,70	0,0798	0,9896	0,1074	1,1768	0,9980	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>120,32</b>	<b>0,0809</b>	<b>0,7182</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,8758</b>	<b>0,7427</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	121,74	0,0818	0,4391	0,0460	0,5670	0,4808	7,73
1	0,50	122,50	0,0823	0,1659	0,0153	0,2635	0,2235	0,86
$\sigma_v = 100$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	143,70	0,0966	1,1367	0,1074	1,3407	1,1369	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>145,32</b>	<b>0,0977</b>	<b>0,8246</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,9990</b>	<b>0,8471</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	146,74	0,0986	0,5038	0,0460	0,6485	0,5499	7,73
1	0,50	147,50	0,0991	0,1894	0,0153	0,3039	0,2577	0,86

Fonte: Elaborado pela autora.

Quadro 6 – Análise de recalques sob aterro hipotético com altura de 6 metros.

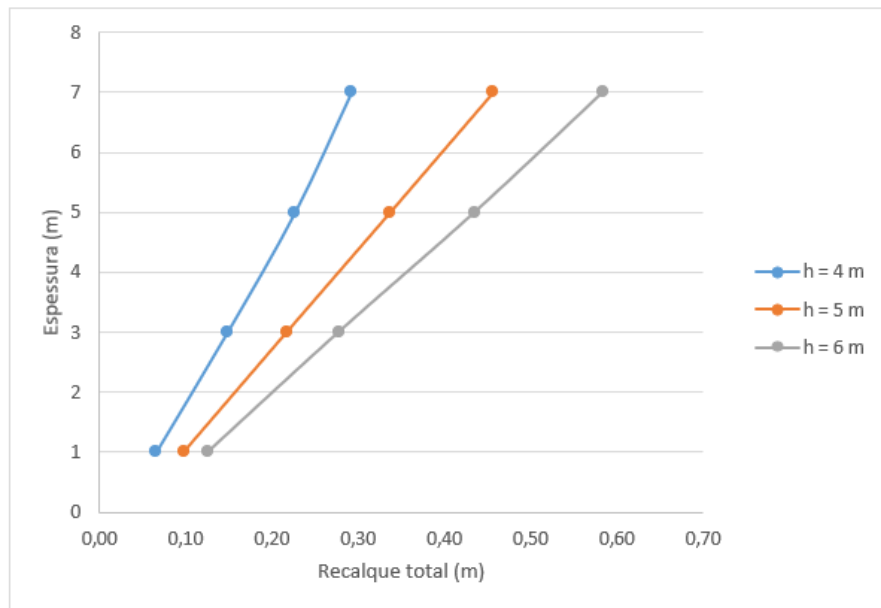
Análise de estabilidade em aterro hipotético (h= 6 m)								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_{va}$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	53,58	0,0360	0,4406	0,1074	0,5841	0,4953	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>55,52</b>	<b>0,0373</b>	<b>0,3214</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,4354</b>	<b>0,3692</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	56,43	0,0379	0,1933	0,0460	0,2773	0,2351	7,73
1	0,50	57,00	0,0383	0,0718	0,0153	0,1254	0,1064	0,86

Análise de estabilidade estimando sobrecarga em aterro hipotético (h = 6 m)								
$\sigma_v = 25$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	78,58	0,0528	0,6909	0,1074	0,8511	0,7217	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>80,52</b>	<b>0,0541</b>	<b>0,5034</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,6342</b>	<b>0,5378</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	81,43	0,0547	0,3059	0,0460	0,4066	0,3448	7,73
1	0,50	82,00	0,0551	0,1158	0,0153	0,1863	0,1580	0,86
$\sigma_v = 50$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	103,58	0,0696	0,8879	0,1074	1,0650	0,9031	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>105,52</b>	<b>0,0709</b>	<b>0,6462</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,7938</b>	<b>0,6732</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	106,43	0,0715	0,3936	0,0460	0,5111	0,4334	7,73
1	0,50	107,00	0,0719	0,1489	0,0153	0,2361	0,2002	0,86
$\sigma_v = 75$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	128,58	0,0864	1,0505	0,1074	1,2444	1,0552	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>130,52</b>	<b>0,0877</b>	<b>0,7637</b>	<b>0,0767</b>	<b>0,9281</b>	<b>0,7871</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	131,43	0,0883	0,4654	0,0460	0,5998	0,5086	7,73
1	0,50	132,00	0,0887	0,1753	0,0153	0,2793	0,2369	0,86
$\sigma_v = 100$ kPa								
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$\rho_i$ (m)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{sec}$ (m)	$\rho_{total}$ (m)	$\rho_{90\%}$ (m)	$t_{90\%}$ (meses)
7	3,50	153,58	0,1032	1,1889	0,1074	1,3996	1,1869	42,11
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>155,52</b>	<b>0,1045</b>	<b>0,8635</b>	<b>0,0767</b>	<b>1,0448</b>	<b>0,8860</b>	<b>21,49</b>
3	1,50	156,43	0,1051	0,5263	0,0460	0,6775	0,5745	7,73
1	0,50	157,00	0,1055	0,1973	0,0153	0,3182	0,2698	0,86

Fonte: Elaborado pela autora.

Em uma análise geral, nota-se que quanto maior a espessura da camada compressível de argila mole (H), maior é o recalque encontrado, assim como quanto maior a altura de aterro imposta sobre o solo (Figura 59). O mesmo comportamento é constatado nos valores de recalque para 90% de adensamento.

Figura 59 – Gráfico da relação entre recalque total e espessura da camada compressível.



Fonte: Elaborado pela autora.

Teoricamente, diante das análises apresentadas, é possível constatar que os recalques obtidos para o aterro construído e para os modelos hipotéticos, são magnitudes esperadas para o solo mole em questão. O tempo previsto para a ocorrência dos recalques é um tanto quanto reduzido se comparado ao tempo em depósitos de solos muito moles, uma vez que, o solo é composto por partículas de areia, que facilitam a dissipação da água.

Ao analisar as parcelas dos recalques separadamente, observa-se que os recalques imediatos se comportam ao contrário dos demais, neste, quanto maior a distância entre o aterro e o centro da camada compressível ( $Z$ ), menor é o recalque elástico sofrido.

Quanto aos recalques primários, ao aumentar o tamanho da camada compressível, maior é o recalque identificado, nesta parcela quanto maior o acréscimo final de tensões, peso próprio do aterro e sobrecarga aplicada, maior é o valor do recalque diferencial. Com relação ao recalque secundário, o mesmo apresenta valores constantes de recalque com relação a geometria do aterro e ao acréscimo de tensões, alterando-se apenas com a variação das camadas de compressibilidade.

Por último, a partir do coeficiente de adensamento obtido, calculou-se a previsão do tempo de ocorrência dos recalques em 90% de adensamento. Este por sua vez, independe do carregamento aplicado e sua magnitude é proporcional à geometria e compressibilidade do solo.

É notável como as camadas compressíveis em análise mostram resultados que indicam a necessidade de medidas que acelerem o processo de drenagem da

água contida no substrato, como por exemplo aterros de sobrecarga e aplicação de geodrenos. Excetua-se deste caso, as camadas compressíveis com espessuras de 1 metro, em que o centro da camada de análise encontra-se acima do nível de água, caracterizando a ausência de poropressão.

Os valores de recalque estimados abrangem diversas circunstâncias, os quais poderão ser utilizadas como parâmetro com relação às futuras obras que serão construídas na região.

#### 4.5.2 Avaliação dos recalques por instrumentação - Placa de Recalque

No Quadro 7 está apresentado o recalque total de cada uma das placas de recalque (PR1, PR2, PR3, PR4 e PR5), comparado com o recalque por adensamento primário, considerando a última medição em 22/01/2019, exceto para a PR1 cuja última data de medição foi em 10/11/2018. Dos valores demonstrados, não se sabe exatamente se houveram outras deformações nas placas, desde o dia da finalização do aterro até o início da instrumentação, por isso os valores são considerados como aproximações.

Quadro 7 – Resumo dos resultados dos recalques até a última medição comparado com a estimativa de recalque primário.

Placas	Última medição 22/01/2019	Tempo do término da construção do aterro (05/10/2018) até a última medição	Recalque calculado no adensamento primário	
	Recalque medido na instrumentação (m)	(meses)	$\rho_p$ (m)	$\rho_{(22/01/2019)} / \rho_p$ (%)
PR1*	0,077	1,00	0,1265	60,88
PR2	0,266	3,50	0,1265	210,30
PR3	0,390	3,50	0,1265	308,33
PR4	0,083	3,50	0,1265	65,62
PR5	0,083	3,50	0,1265	65,62

\* Última medição foi em 10/11/2018 (placa danificada e removida)

Fonte: Elaborado pela autora.

O maior valor de recalque observado foi o da placa PR3, com 0,390 m e, menor valor, com 0,079 m, para a placa PR1. Esta última possui menor valor de recalque, pois ao ser danificada, interrompeu-se a monitoração. O tempo estimado para a estabilização das placas de recalque, foi cerca de 3,5 meses, exceto para a PR1.

Comparando a relação entre os valores medidos com os esperados obtidos através do cálculo dos recalques por adensamento primário, observou-se valores de recalque superiores a 100% para as placas PR2 e PR3, que tiveram o maior recalque medido na instrumentação. Este valor mais elevado em ambas placas pode ser justificado em virtude de sua posição, pois coincidentemente ocupam aproximadamente

o mesmo alinhamento em planta e provavelmente estão sobre as maiores espessuras de solos moles. As placas PR4 e PR5 assemelham-se em magnitude de recalque por estarem um pouco mais distante dos aterros rodoviários e possivelmente por apresentarem um material mais consistente e menos compressível no ponto analisado.

Assim como comparado ao recalque primário, no Quadro 8 está apresentado o recalque total de cada uma das placas quando comparado com o recalque total calculado. Comparando-se os valores medidos com os esperados através dos recalques totais, notou-se recalques superiores a 100% para as placas PR2 e PR3, que registraram os maiores recalques medido na instrumentação.

Vale ressaltar que os recalques totais calculados consideraram recalques secundários, que podem não ter ocorrido durante o período de monitoramento pelas placas.

Quadro 8 – Resumo dos resultados dos recalques até a última medição comparado com a estimativa de recalque total.

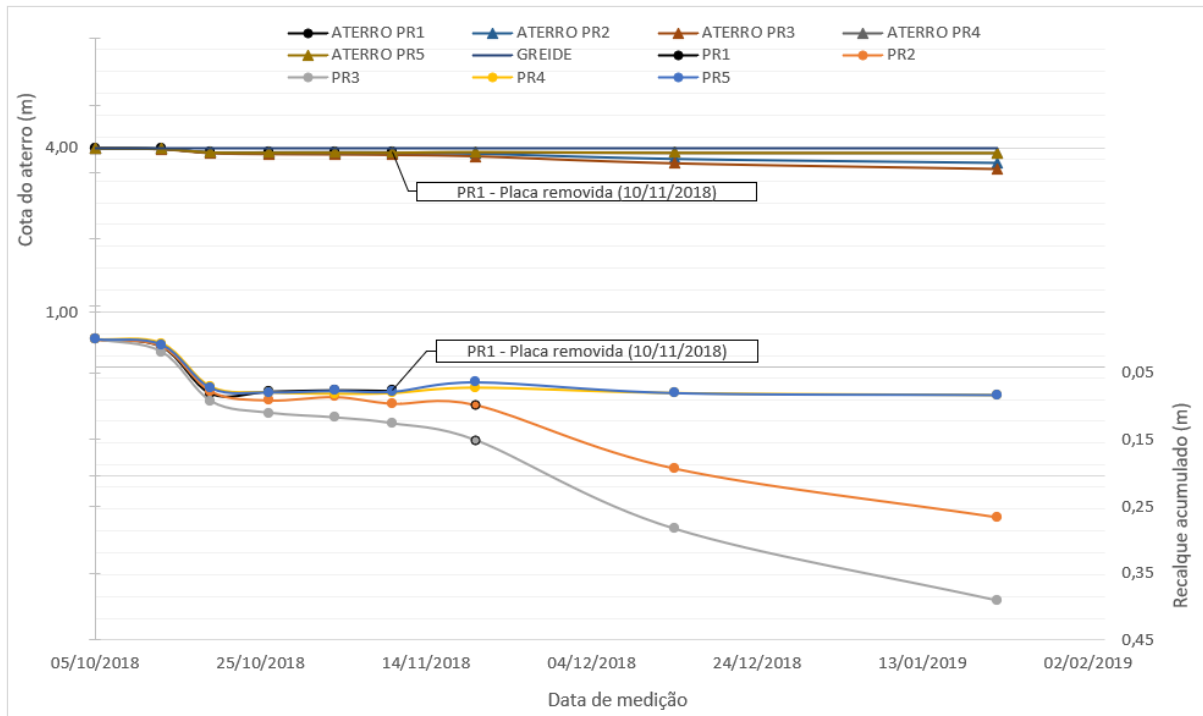
Placas	Última medição 22/01/2019	Tempo do término da construção do aterro (05/10/2018) até a última medição	Recalque calculado no adensamento total	
	Recalque medido na instrumentação (m)	(meses)	$\rho_t$ (m)	$\rho_{(22/01/2019)} / \rho_t$ (%)
PR1*	0,077	1,00	0,2270	33,92
PR2	0,266	3,50	0,2270	117,19
PR3	0,390	3,50	0,2270	171,82
PR4	0,083	3,50	0,2270	36,57
PR5	0,083	3,50	0,2270	36,57

\* Última medição foi em 10/11/2018 (placa danificada e removida)

Fonte: Elaborado pela autora.

O resultado do monitoramento das placas de recalque após o período construtivo, demonstrando o comportamento dos recalques acumulados ao longo do tempo, está apresentado na Figura 60.

Figura 60 – Comportamento dos recalques e altura do aterro para cada placa ao longo do tempo.



Fonte: Elaborado pela autora.

De maneira geral, observou-se através da figura apresentada acima, as seguintes considerações:

- Ocorre uma deformação inicial, que possivelmente seja devido ao recalque elástico sofrido pelo solo de fundação assim que as placas foram posicionadas, acusando as maiores variações de recalque;
- As demais variações de recalque, observadas nas PR2 e PR3, em destaque entre as leituras das datas 14/11/2018 e 24/12/2018, são justificadas pela movimentação das placas e consequentemente do recalque sofrido pelo material monitorado;
- Os maiores recalques registrados foram os das placas PR2 e PR3, com valores maiores que 15 cm;
- As placas PR4 e PR5 registram os mesmos recalques, e possuem o mesmo comportamento desde a terceira medição;
- O menor recalque foi observado na PR1, com 0,079 m, uma vez que a mesma foi danificada;
- O tempo de recalque observado nas placas PR4 e PR5, aparentemente tiveram as deformações estabilizadas dentro do período de 3,5 meses de monitoramento. Isto é, ao compará-las com o tempo avaliado para o aterro proposto ( $h=4m$ ), percebe-se que esta situação apenas seria possível se no local existisse espessuras de camadas de solo mole entre 1 e 3 metros, de acordo com o Quadro 4.

- g. Nas placas PR2 e PR3 não é observada uma estabilização completa dos recalques, sendo possível a continuidade da ocorrência de maiores deformações ao longo do tempo. Entretanto, observa-se uma tendência de estabilização, possivelmente evidenciadas pela presença de lentes de areia no perfil, de modo a contribuir com a redução do tempo de recalques na área.

#### 4.6 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

As análises de estabilidade foram realizadas em função do perfil crítico, de modo a atestar seu coeficiente de segurança para as superfícies de ruptura analisando o centro da camada compressível com nível de água a 1,5 m de profundidade.

Os parâmetros geotécnicos do solo que compõem a estratigrafia do perfil crítico proposto, adotados nas análises de estabilidade, foram determinados com base nos valores das sondagens SPT, no CPTU e nos ensaios de cisalhamento direto, os quais estão apresentados no Quadro 9.

Quadro 9 – Parâmetros geotécnicos dos solos que compõem a estratigrafia do perfil crítico proposto.

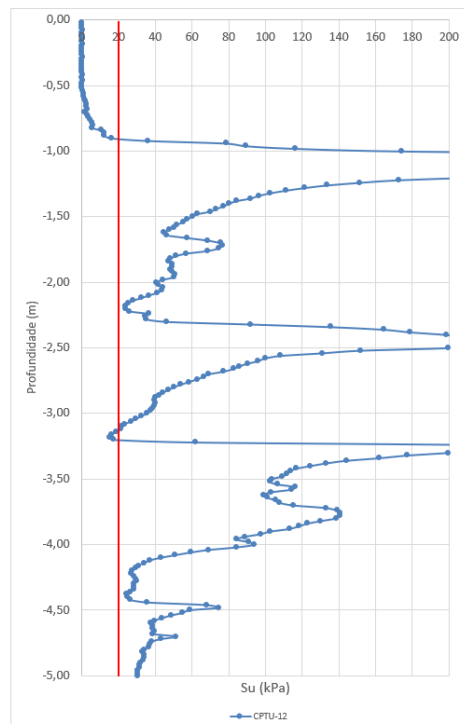
Solo	Não drenado	Mohr-Coulomb		
	Su (kPa)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi$ (°)
Aterro	-	19,00	14,00	30,00
Argila mole	20,00	13,60	10,00	29,95
Areia grossa siltosa	-	17,00	1,00	33,00

Fonte: Elaborado pela autora.

As diferentes considerações, valores de resistência não drenada (Su) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), para a camada de argila mole, serão analisadas separadamente. O valor de Su indicado acima, foi obtido como menor valor a favor da segurança, através da interpretação dos dados do ponto mais crítico (CPTU-12), analisando até a profundidade de 5 metros, como mostra a Figura 61.



Figura 61 – Gráfico de resistência não drenada do solo mole ao longo da profundidade no ponto CPTU-12.



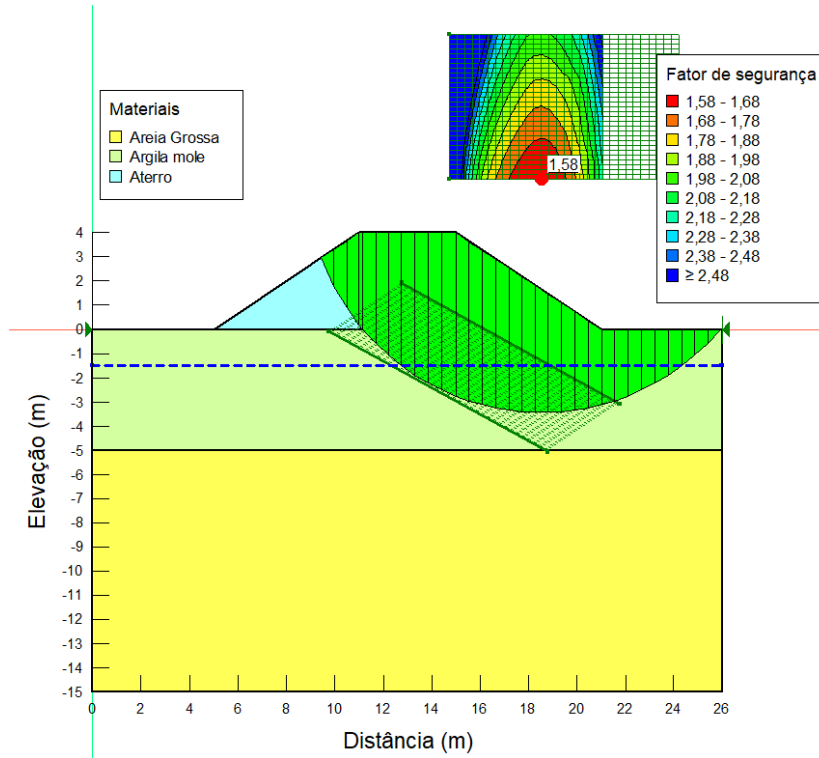
Fonte: Elaborado pela autora.

Inicialmente foi realizada a análise de estabilidade da superfície de ruptura para o aterro construído ( $h=4\text{m}$  e  $H=5\text{m}$ ) e espessura do solo mole, conforme perfil crítico definido. A primeira análise utilizou parâmetros de resistência não drenada, valor de  $S_u$ , para condições imediatamente após o carregamento, e em seguida alterou-se o modelo do material (solo mole) para parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb, compreendendo análises de condição de longo prazo do aterro construído. Os resultados destas análises de estabilidade do aterro experimental, sob carregamento imediato e a longo prazo, estão apresentados nas Figuras 62 e 63.

Para o aterro construído na primeira análise, correspondente a um carregamento de curto prazo, ao se admitir a hipótese de comportamento não drenado do solo da fundação, verifica-se um coeficiente de segurança global de 1,65, valor considerado adequado para taludes seguros. Em sequência, alterando apenas os parâmetros do material para parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb, nota-se um aumento significativo do fator de segurança, atingindo um valor de 2,47.

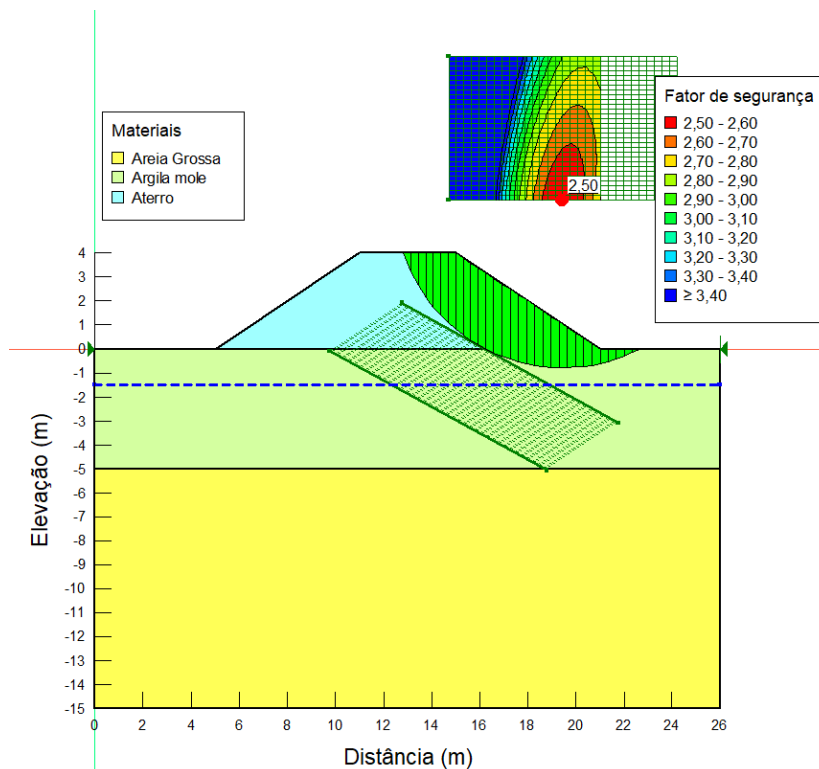
As análises realizadas para ambas condições validam o que se constatou em campo, que os taludes mantiveram-se em condições de estabilidade, sem colocar em risco a vida útil da rodovia.

Figura 62 – Análise de estabilidade do aterro construído (h=4m) para solo em condição não drenada.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 63 – Análise de estabilidade do aterro construído (h=4m) para solo em parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb.



Fonte: Elaborado pela autora.

Assim como na análise dos recalques, além de avaliar a estabilidade para o aterro com diferentes espessuras de camada compressível, também foram previstas sobrecargas, simulando condições de estabilidade para o aterro com carregamentos de 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa e 100 kPa, para todos os cenários possíveis. Os resultados das análises para o aterro construído, com diferentes condições de sobrecarga e espessura de solos moles, podem ser visualizados no Quadro 10.

Como observado anteriormente, os fatores de segurança para a condição não drenada são inferiores aos de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb, os quais alcançaram valores críticos de FS característicos de ruptura, para sobrecargas de 75 e 100 kPa, para a condição de espessura de solo mole do perfil crítico analisado.

Ainda, pode-se afirmar que os coeficientes de segurança dos aterros sobre camadas compressíveis com espessura de 1 metro são ligeiramente mais elevados perante as demais, quando em condição não drenada. Ao considerar esta espessura, as tensões efetivas passam a ser analisadas acima do nível da água (1,5 m), não havendo assim, a ocorrência de poropressão. Este fato altera as tensões efetivas e conseqüentemente a resistência do solo, uma vez que a água no solo é um dos aspectos que mais interferem na estabilidade de taludes.

Finalizada a análise de estabilidade para o aterro construído, a mesma foi realizada para os demais aterros hipotéticos propostos, com altura de 5 e 6 metros, para condições não drenada e em parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb. As análises para o aterro com altura de 5 metros estão apresentadas nas Figuras 64 e 65 e resumidas no Quadro 11, considerando sobrecargas e variação na espessura da camada de solos moles. Por fim, as análises para o aterro com altura de 6 metros podem ser visualizadas nas Figuras 66 e 67 e no Quadro 12, considerando sobrecargas e variação na espessura de solos moles.

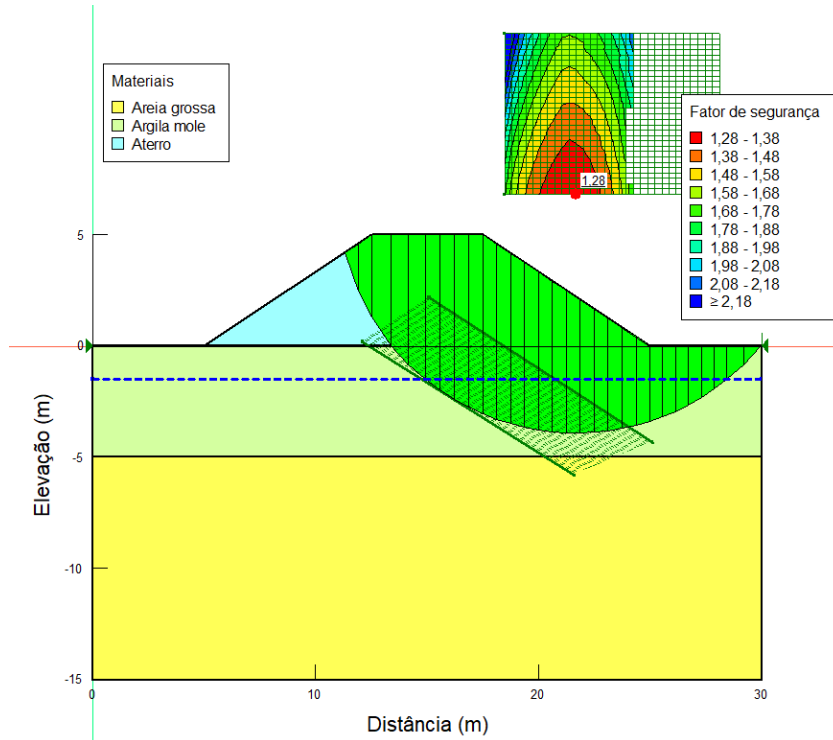
Quadro 10 – Análises de estabilidade em aterro construído com altura de 4 metros.

Análise de recalque em aterro construído (h= 4 m)				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	32,68	1,58	2,50
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>35,34</b>	<b>1,58</b>	<b>2,50</b>
3	1,50	37,09	1,58	2,50
1	0,50	38,00	1,88	2,41

Análise de recalque estimando sobrecarga em aterro construído (h = 4 m)				
$\sigma_v = 25$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	57,68	1,30	2,02
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>60,34</b>	<b>1,30</b>	<b>2,02</b>
3	1,50	62,09	1,30	2,02
1	0,50	63,00	1,52	2,01
$\sigma_v = 50$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	82,68	1,15	1,76
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>85,34</b>	<b>1,15</b>	<b>1,76</b>
3	1,50	87,09	1,15	1,76
1	0,50	88,00	1,34	1,73
$\sigma_v = 75$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	107,68	1,01	1,54
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>110,34</b>	<b>1,01</b>	<b>1,54</b>
3	1,50	112,09	1,01	1,54
1	0,50	113,00	1,12	1,53
$\sigma_v = 100$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	132,68	0,85	1,41
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>135,34</b>	<b>0,85</b>	<b>1,41</b>
3	1,50	137,09	0,85	1,41
1	0,50	138,00	1,10	1,40

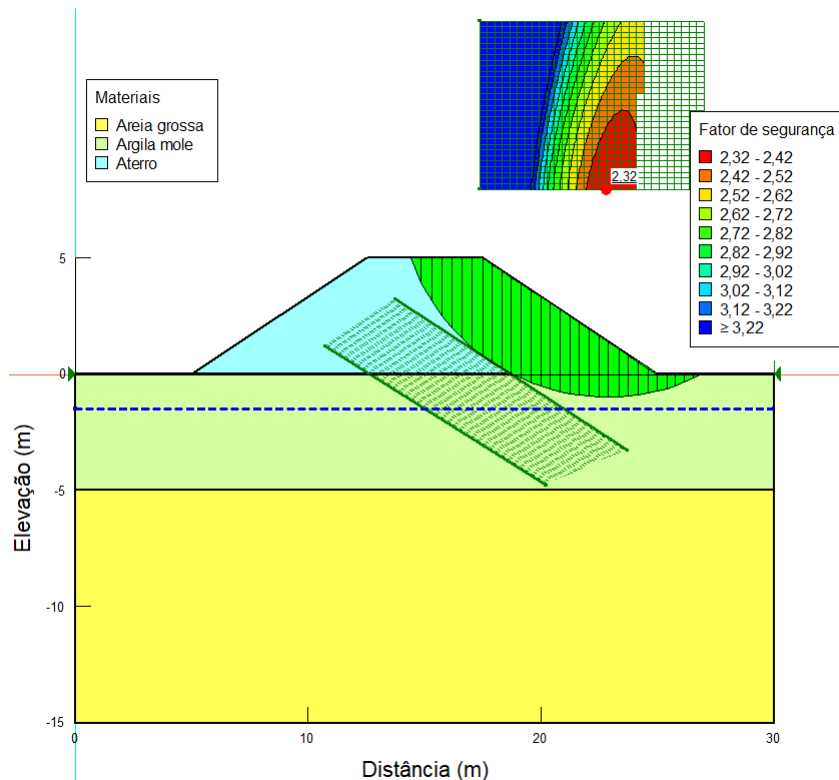
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 64 – Análise de estabilidade do aterro hipotético (h=5m) para solo em condição não drenada.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 65 – Análise de estabilidade do aterro hipotético (h=5m) para solo em parâmetro de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb.



Fonte: Elaborado pela autora.

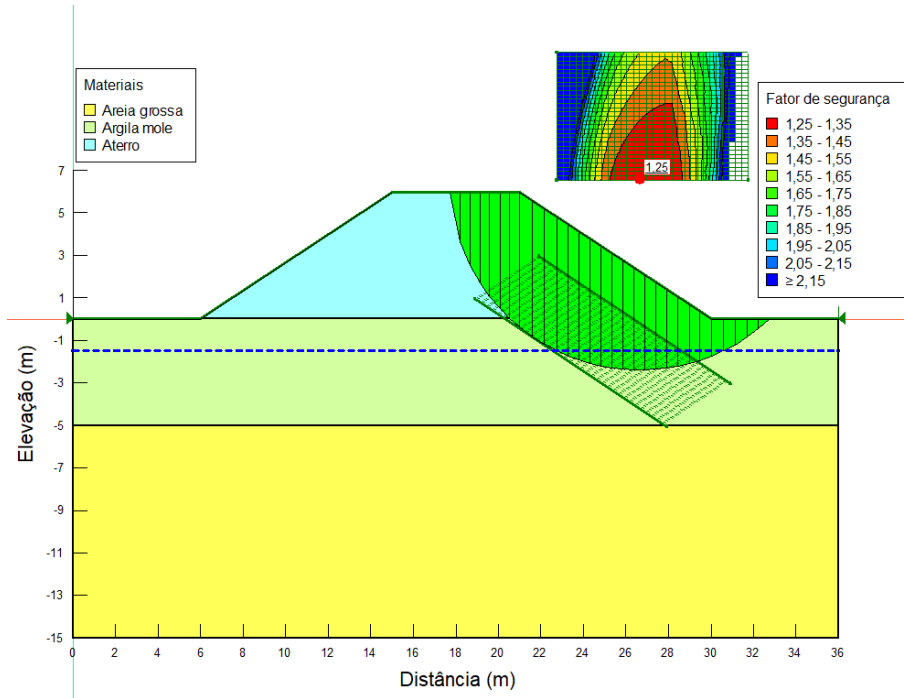
Quadro 11 – Análises de estabilidade em aterro hipotético com altura de 5 metros.

Análise de estabilidade em aterro hipotético (h= 5 m)				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_{va}$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	43,70	1,28	2,32
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>45,32</b>	<b>1,28</b>	<b>2,32</b>
3	1,50	46,74	1,28	2,32
1	0,50	47,50	1,68	2,20

Análise de estabilidade estimando sobrecarga em aterro hipotético (h = 5 m)				
$\sigma_v = 25$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	68,70	1,09	1,97
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>70,32</b>	<b>1,09</b>	<b>1,97</b>
3	1,50	71,74	1,09	1,97
1	0,50	72,50	1,40	1,92
$\sigma_v = 50$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	93,70	0,98	1,74
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>95,32</b>	<b>0,98</b>	<b>1,74</b>
3	1,50	96,74	0,98	1,74
1	0,50	97,50	1,22	1,72
$\sigma_v = 75$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	118,70	0,85	1,60
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>120,32</b>	<b>0,85</b>	<b>1,60</b>
3	1,50	121,74	0,85	1,60
1	0,50	122,50	1,12	1,57
$\sigma_v = 100$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	143,70	0,75	1,48
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>145,32</b>	<b>0,75</b>	<b>1,48</b>
3	1,50	146,74	0,75	1,48
1	0,50	147,50	1,03	1,41

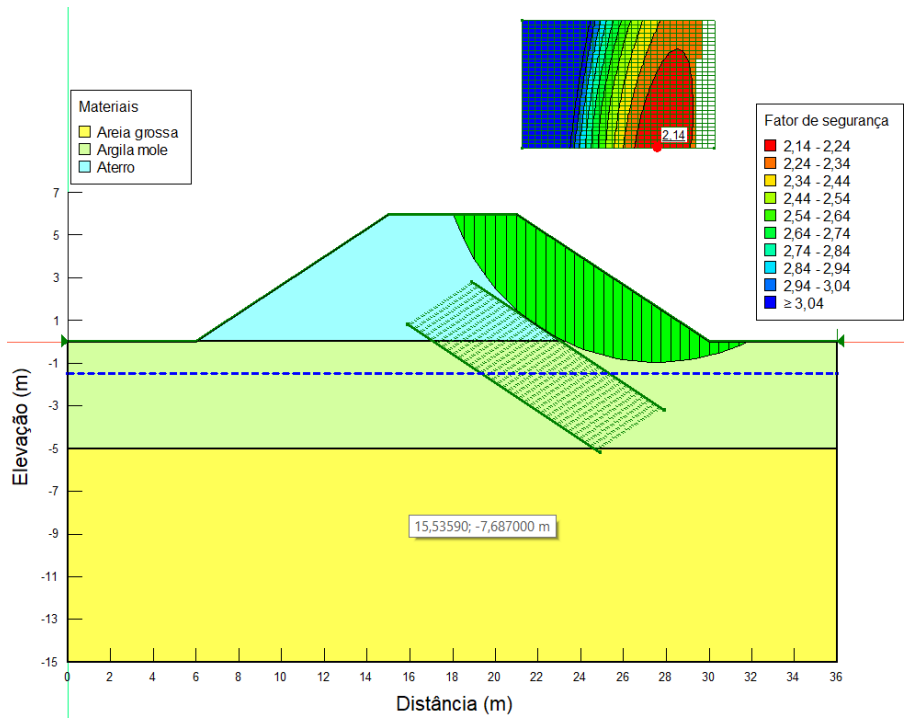
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 66 – Análise de estabilidade do aterro hipotético (h=6m) para solo em condição não drenada.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 67 – Análise de estabilidade do aterro hipotético (h=6m) para solo em parâmetro de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb.



Fonte: Elaborado pela autora.

Quadro 12 – Análises de estabilidade em aterro hipotético com altura de 6 metros.

Análise de estabilidade em aterro hipotético (h= 6 m)				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_{va}$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	53,58	1,25	2,14
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>55,52</b>	<b>1,25</b>	<b>2,14</b>
3	1,50	56,43	1,25	2,14
1	0,50	57,00	1,51	2,06

Análise de estabilidade estimando sobrecarga em aterro hipotético (h = 6 m)				
$\sigma_v = 25$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	78,58	1,09	2,00
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>80,52</b>	<b>1,09</b>	<b>2,00</b>
3	1,50	81,43	1,09	2,00
1	0,50	82,00	1,32	1,90
$\sigma_v = 50$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	103,58	0,84	1,68
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>105,52</b>	<b>0,84</b>	<b>1,68</b>
3	1,50	106,43	0,84	1,68
1	0,50	107,00	1,19	1,67
$\sigma_v = 75$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	128,58	0,73	1,55
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>130,52</b>	<b>0,73</b>	<b>1,55</b>
3	1,50	131,43	0,73	1,55
1	0,50	132,00	1,10	1,54
$\sigma_v = 100$ kPa				
H (m)	Z (m)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	FS (Su)	FS (c')
7	3,50	153,58	0,63	1,40
<b>5</b>	<b>2,50</b>	<b>155,52</b>	<b>0,63</b>	<b>1,40</b>
3	1,50	156,43	0,63	1,40
1	0,50	157,00	1,02	1,39

Fonte: Elaborado pela autora.

As análises de estabilidade referente aos aterros com altura de 5 e 6 metros são análogas ao comportamento dos valores obtidos nas análises do aterro construído (h=4m). Os aterros de 4, 5 e 6 metros convergem para valores de fator de segurança menores, quando submetidos as sobrecargas de 75 kPa e 100 kPa em parâmetros de resistência não drenada, estes considerados baixo e de risco, indicando assim uma possível ruptura da estrutura.

Dentre as análises realizadas, nota-se que a altura crítica do aterro a ser considerada é a de 6 metros, situação verificada no aterro hipotético quando analisado em parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb. No entanto, verificou-se que em parâmetros de resistência não drenada, quando submetidos à sobrecargas a partir de 50 kPa, os coeficientes de segurança registrados foram inferiores ao FS mínimo considerado como seguro, indicando assim possíveis condições de ruptura.

No entanto, vale ressaltar que para todas as considerações de sobrecargas e variação de espessura da camada de solos moles, ao adotar os fatores de segurança em parâmetros de resistência da envoltória de Mohr-Coulomb, todos os aterros são avaliados como seguros.



## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho, a partir das análises dos resultados de ensaios de campo e laboratoriais, foi possível caracterizar o solo que atualmente é suporte das obras de acesso a um loteamento e do próprio terreno residencial, localizado às margens da Rodovia BR-101/SC, no estado de Santa Catarina. As análises contribuíram para o entendimento do comportamento do solo da região e ofereceram diretrizes para obras futuras que venham a ser instaladas nas redondezas.

No terreno em estudo, as sondagens tipo SPT indicaram a ocorrência de duas camadas de argilas de consistência muito mole a mole e com espessuras variáveis, aumentando à medida que se afasta da BR-101. Validou-se também, os resultados das sondagens de SPT com ensaios CPTU, confirmando a existência de horizontes sedimentares. No entanto, houveram divergências em determinados pontos quando comparados entre si, o que pode ser justificado pelo pequeno número de sondagens SPT realizados e pela interpretação tátil-visual do ensaio, ou ainda, devido à heterogeneidade do perfil estratigráfico, uma vez que as sondagens não se encontram exatamente nos mesmos locais.

Em suma, a caracterização mostrou um perfil de solo sedimentar, extremamente heterogêneo e com grande presença de matéria orgânica, solo típico de terrenos localizados em área de influência marinha, que ao longo dos anos depositou camadas de argila e areia na planície litorânea. No presente trabalho, o solo principal, da Amostra 2, foi classificado como um silte orgânico, com pequenas parcelas de argila e areia, comprovado pelo baixo peso específico natural e elevado índice de vazios encontrados.

Em relação aos recalques obtidos, entende-se o elevado recalque total, principalmente quando as camadas compressíveis estão submetidas a maiores sobrecargas, com recalque atingindo valores de aproximadamente 1 metro. Entretanto, se considerado apenas o aterro construído, percebe-se que o valor do recalque total não é tão expressivo diante dos parâmetros de compressibilidade encontrados, isto deve-se ao fato de que o solo em estudo é pré-adensado, situação evidenciada na monitoração das placas de recalque, quando os mesmos apresentaram valores menores de recalque e estes foram brevemente estabilizados.

Ao avaliar o tempo para ocorrência de 90% dos recalques, considerando o perfil crítico criado e a condição do aterro executado, chegou-se ao total de 22 meses para sua estabilização. Este é um fator preocupante e pode afetar a estabilidade de uma obra. O tempo de recalque torna-se ainda maior quando considerado as maiores

espessuras de camada compressível, altura de aterro e sobrecargas. Assim, para situações mais críticas, de acordo com os resultados das análises, recomenda-se a aplicação de medidas que acelerem o processo de drenagem da água. Uma solução indicada, seria o emprego de geodrenos e aterros de sobrecarga.

Por outro lado, ao efetuar a análise dos resultados obtidos por meio das placas de recalque instaladas no término da construção do aterro, verificou-se que em alguns pontos a estabilização dos recalques ocorreu ainda dentro do período de monitoramento. Esta situação pode indicar que a alta heterogeneidade do perfil geotécnico da área, com presença de diversas lentes de areia, aceleraram o processo de adensamento, uma vez que, as previsões feitas no presente trabalho consideraram um valor de  $c_v$  específico para uma pequena amostra de solo. Este fato evidencia a importância de uma campanha de monitoramento bem definida para qualquer obra a ser executada na região.

Após investigações e análises laboratoriais constatou-se que seria um equívoco denominar o solo da região como um depósito de solo mole, visto que ambas amostras apresentaram vasta heterogeneidade, qualificando-as como um depósito sedimentar litorâneo com elevada compressibilidade.

As análises de estabilidade realizadas em duas situações indicaram valores distintos de coeficientes de segurança, sendo a maioria compatíveis com taludes considerados seguros. Portanto, as tensões cisalhantes não foram as responsáveis pela formação das trincas, estas dependeram apenas dos recalques diferenciais entre partes do aterro, construídas em diferentes tempos e agravadas pela variação de espessuras de camadas compressíveis. Assim, considerando as condições avaliadas no presente trabalho, conclui-se de acordo com as análises realizadas e outras condições avaliadas que ao considerar os valores em termos de tensões efetivas não há risco de ocorrer ruptura do aterro sobre o depósito em estudo.

Por fim, os valores de recalque e os fatores de segurança, determinados neste trabalho, abrangem diversas circunstâncias e poderão ser utilizadas como parâmetro para futuras obras que serão construídas na região, não dispensando a realização de estudo geotécnico específico para o terreno em questão, bem como, monitoramento das obras executadas.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Alguns tópicos abordados nessa pesquisa podem se tornar de interesse para pesquisas e trabalhos futuros. Para uma implementação e aprimoramento deste trabalho, em diferentes profundidades do perfil, sugere-se:

- Realização dos ensaios a partir de coleta de amostra indeformada do tipo Shelby;
- Realização de ensaios triaxiais para a obtenção da resistência não consolidada não drenada (UU);
- Estudo de etapas de construção de aterros sobre o local ou área com solos em situação semelhante;
- Estudo da aplicação de técnicas de aceleração de recalques e melhoramento de solos nesta região. No entanto, faz-se necessário avaliar o impacto do emprego destas técnicas nos aterros vizinhos, visto que estão sujeitos a ocorrência de patologias nas estruturas.

## REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de adensamento unidimensional**. Rio de Janeiro, ABNT, 1990.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de Penetração de Cone in situ (CPT)**. Rio de Janeiro, ABNT, 1991.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, ABNT, ABNT, 1995. 18 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, ABNT, 2017.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, ABNT, 2018.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - sondagem de simples reconhecimentos com spt- método de ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, ABNT, 2020. 28 p.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles**: projeto e desempenho. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- ARTERIS, L. S. **Litoral Sul**. 2008. Disponível em: <http://www.arteris.com.br/rodovias/litoral-sul/>. Acesso em: 15 jun. 2020.
- BARAN, K. R. **Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.
- BRASIL, M. R. **Cálculo de recalques por adensamento unidimensional**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Corpo Docente do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.
- BUGS, C. A. L. **Avaliação da influência da variação da umidade na resistência ao cisalhamento de solos**. 2015. Bacharel em Engenharia Civil — Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2015.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: Fundamentos. v.1. 6. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

- FABRIN, A. **Uso de banco de dados com aplicações de correlações para a estimativa de parâmetros geotécnicos de argilas moles de Florianópolis/SC.** 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) — Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.
- GUESSER, B. K. **Análise da instrumentação de aterros sobre solos moles:** Estudo de caso da obra de duplicação da br 470. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) — Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.
- HEIDEMANN, M. **Resistência ao cisalhamento.** 88p.. ed. Joinville: [s.n.], 2015.
- ESTATÍSTICA IBGE, I. B. de Geografia e. **Manual Técnico de Pedologia.** 3. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 2015.
- KEMPFERT, H.-G.; GEBRESELASSIE, B. **Excavations and Foundations in Soft Soils.** 592p.. ed. Germany: Springer, 2006.
- LADD C.C.; FOOTT, R. I. K. S. F.; POULOS, H. **Stress-Deformation and Strength Characteristics.** Sydney, Australia, p. 75, jan 1977.
- MACCARINI, M. Relatório geotécnico do aterro de acesso e de dois lotes adjacentes, pertencentes ao condomínio denominado de nova cidade governador celso ramos, br 101, km 181+760. Florianópolis, p. 21, setembro 2018.
- MARANGON, M. **Compressibilidade e Adensamento dos Solos:** Mecânica dos solos ii. Juiz de Fora, 2018. 33 p.
- MASSAD, F. **Obras de terra:** curso básico de geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010.
- MASSOCO, N. S. **Determinação de parâmetros de compressibilidade e de resistência não drenada de argila mole:** Estudo de caso. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso — Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.
- MT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 093/94:** Solos - determinação da densidade real. Brasília, DNER, 1994. 12 p.
- MT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER 381/98:** Projeto de aterros sobre solos moles para obras rodoviárias. Rio de Janeiro, DNER, 1998. 34 p.
- NIETIEDT, J. A. **Aterros instrumentados sobre solos moles:** Estudo de caso na br-488. 2014. Trabalho de Diplomação — Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.
- SOUZA OLIVEIRA, F. S. de. **Diagnóstico e banco de dados das propriedades geotécnicas da duplicação do lote 4 da BR-470/SC com auxílio de um sig.** 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Programa de pós-graduação em Engenharia Civil Infraestrutura e Gerência Viária, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC Editores, 2007.

PETRI, S.; FÚLFARO, V. J. **Geologia do Brasil**. São Paulo: T. A. Queiroz, 1983.

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

POSSAMAI, R. C. **Análise dos recalques por adensamento primário: Aterro sobre solos moles no campus da ufsc na curva do arroz**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Infraestrutura) — Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2016.

SANTOS, F. S. **Aterros sobre solos moles: Dimensionamento dos encontros da ponte sobre o rio três riachos, br-101 (sc)**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) — Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

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

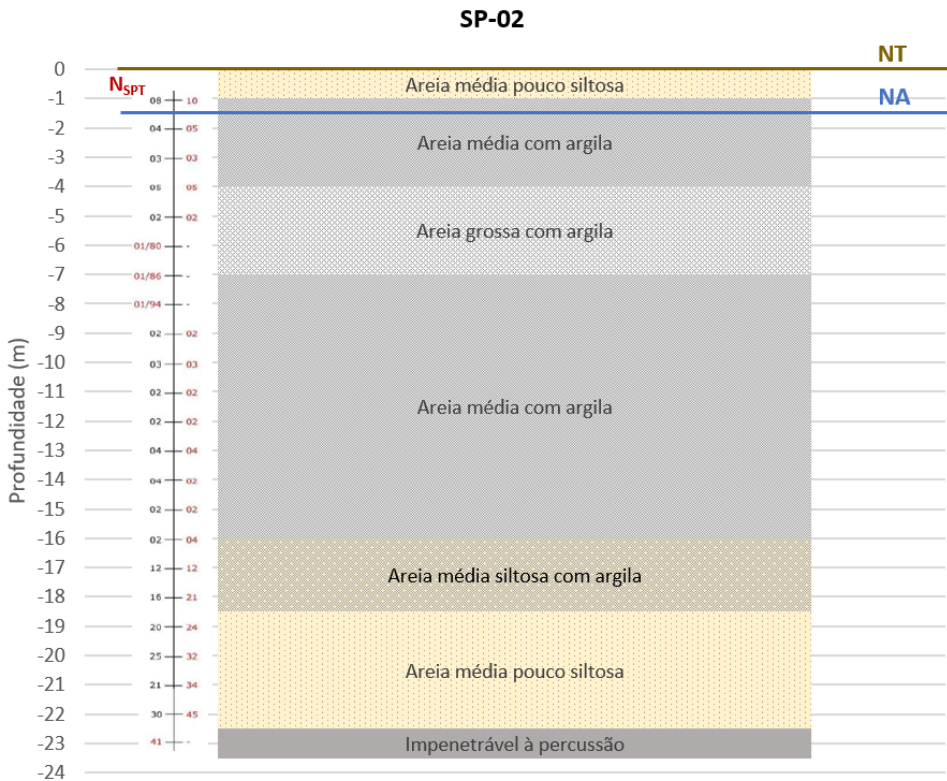
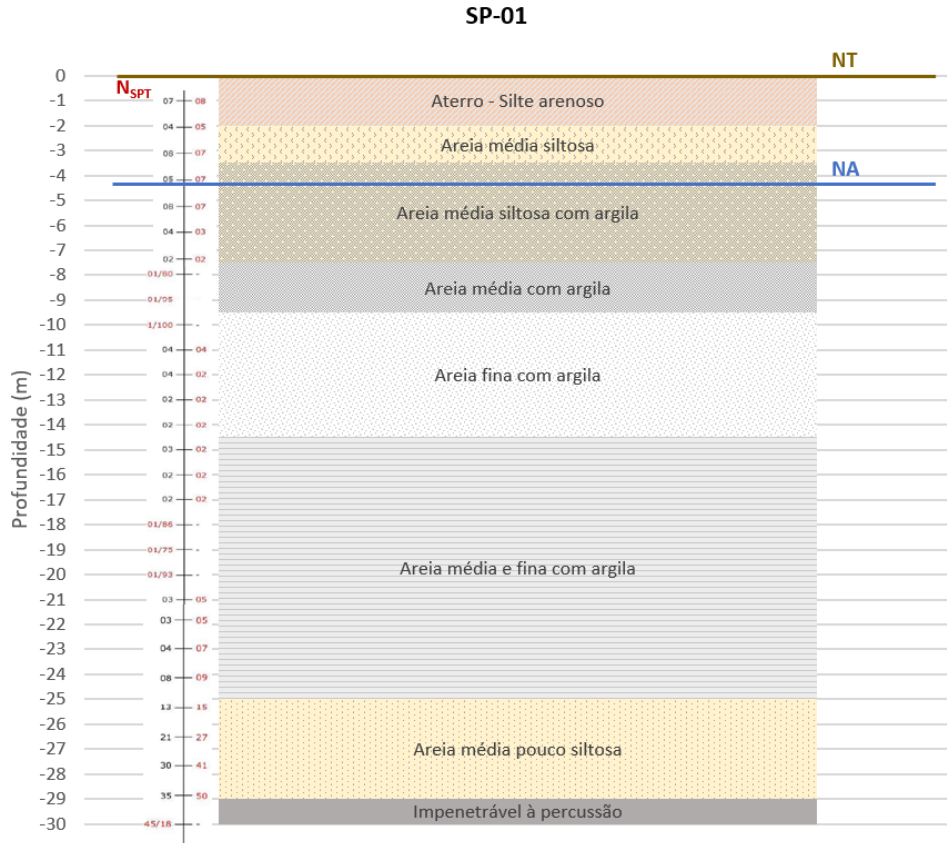
SPANNENBERG, M. G. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. 2003. Dissertação de Mestrado — Pontifícia Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

TRAMONTE, F. N.; FARINA, K. **Alterações do uso e ocupação do solo em governador celso ramos/sc entre 1986 e 2019**. Programa de Mestrado Profissional em Clima e Ambiente do Instituto Federal de Santa Catarina (IFSC), Florianópolis, p. 5, 2019.

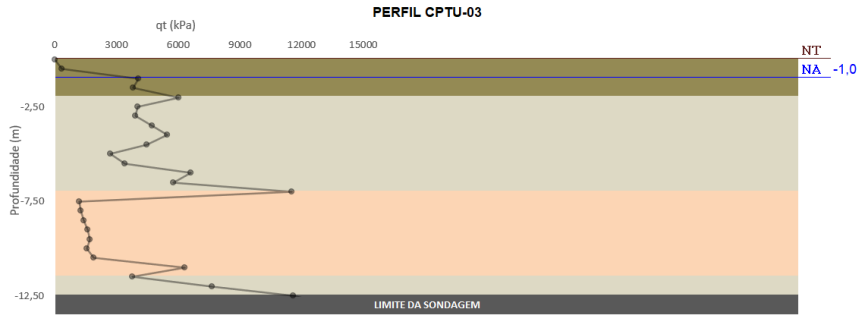
TURISTA, C. do. **As praias mais agitadas do Litoral Catarinense**. 2019. Disponível em: <https://casadoturista.com.br/as-praias-mais-agitadas-do-litoral-catarinense/>. Acesso em: 17 nov. 2020.

VIANA, H. M. F. **Notas de aulas prática de Mecânica dos Solos II - Parte 4**. 27p.. ed. Faculdade de Tecnologia e Ciência: [s.n.], 2012.

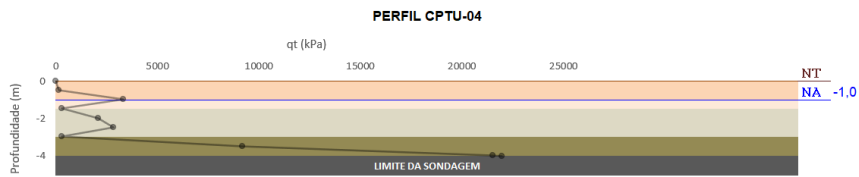
**APÊNDICE A - PERFIS ESTRATIGRÁFICOS DO ENSAIO DE SPT**



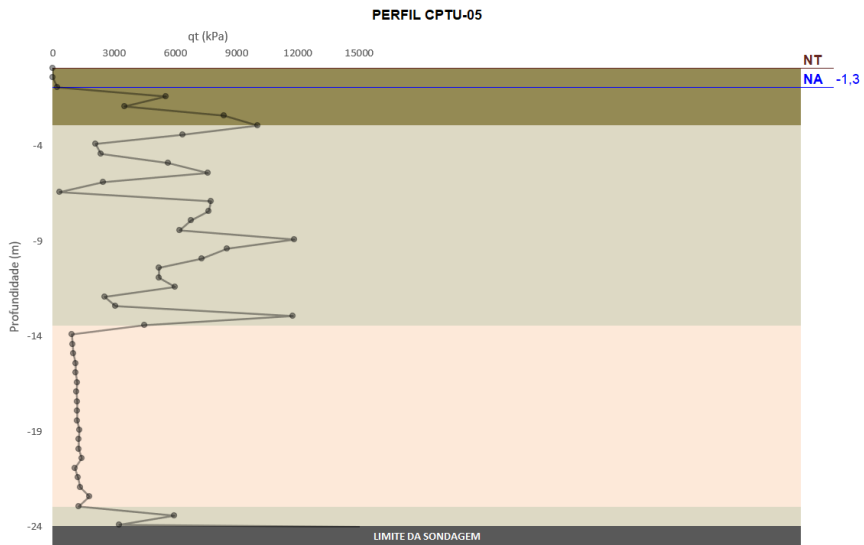
## APÊNDICE B - PERFIS ESTRATIGRÁFICOS DOS PONTOS DO CPTU



Solo	Cor	Espessura (m)
Areias com pedregulhos		2,00
Areias		5,00
Misturas de areias		4,50
Areias		1,00
<b>Profundidade alcançada</b>		<b>12,50</b>

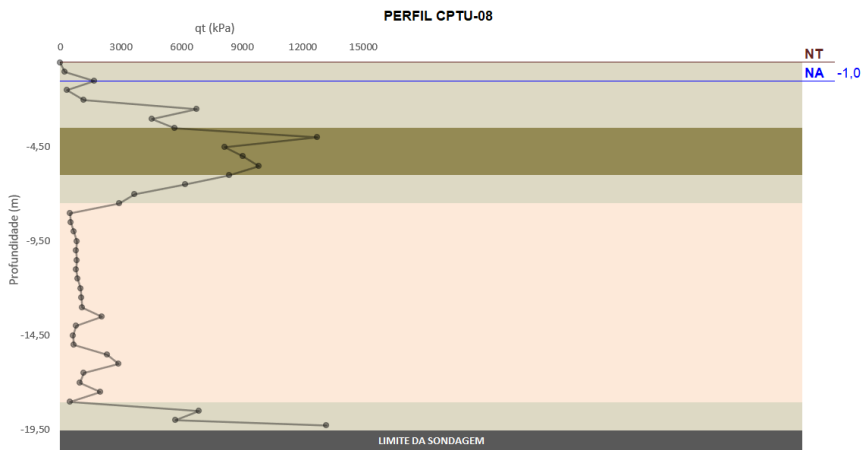


Solo	Cor	Espessura (m)
Misturas de areias		1,00
Misturas de siltes		0,50
Areias		1,50
Areias com pedregulhos		1,00
<b>Profundidade alcançada</b>		<b>4,00</b>

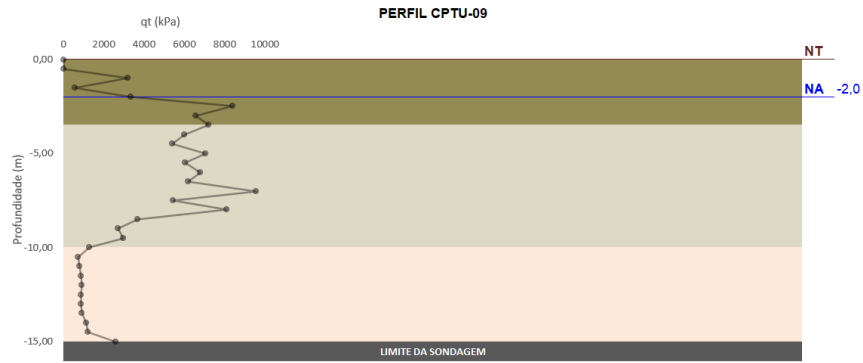


Solo	Cor	Espessura (m)
Areias com pedregulhos		3,00
Areias		10,50
Mistura de siltes		9,50
Areias		1,00
<b>Profundidade alcançada</b>		<b>24,00</b>

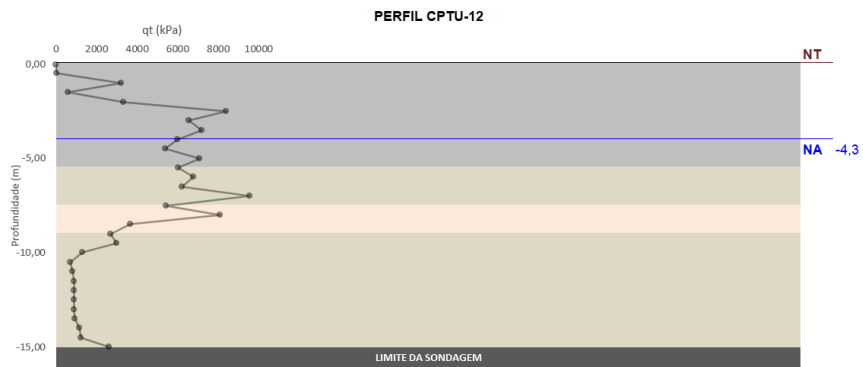




Solo	Cor	Espessura (m)
Areias		3.50
Areias com pedregulhos		2.50
Areias		1.50
Mistura de siltes		10.50
Areias		1.50
<b>Profundidade alcançada</b>		<b>19.50</b>



Solo	Cor	Espessura (m)
Areias com pedregulhos		3.50
Areias		6.50
Mistura de siltes		5.00
<b>Profundidade alcançada</b>		<b>15.00</b>



Solo	Cor	Espessura (m)
Argilas		5.50
Areias		2.00
Mistura de siltes		1.50
Areias		6.00
<b>Profundidade alcançada</b>		<b>15.00</b>

## ANEXO A - BOLETIM DE SONDAEM DO SUBLEITO

BOLETIM DE SONDAEM					
RODOVIA:		BR-101			
TRECHO:		Acesso Loteamento Nova Governador Celso Ramos Sul			
FURO KM	Posição	PROFUNDIDADE	REGISTRO		CLASSIFICAÇÃO EXPEDITA
Furo 01	EX	0,00 a 0,25 0,25 a 1,54		CO	Camada Vegetal Saibro Argiloso Avermelhado
181,860					Obs. 1,54 Metros Continua
Furo 02	EX	0,00 a 0,28 0,28 a 1,09		CO	Camada Vegetal Argila Siltosa Vermelha
181,800		1,09 a 1,58			Solo Natural Saturado Amostra não Coletada
Furo 03	EX	0,00 a 0,26 0,26 a 2,05		CO	Camada Vegetal Saibro Argiloso Vermelho
181,660					
Furo 04	EX	0,00 a 0,32 0,32 a 1,98		CO	Camada Vegetal Argila Siltosa Vermelha
181,530					
Furo 05	BE	0,00 a 0,32 0,32 a 1,75		CO	Camada Vegetal Argila Siltosa Vermelha
181,500		1,75 a 2,40			Silte Cor Variegada Amostra não coletada Obs. 2,40 Metros Continua
Furo 06	BE	0,00 a 0,19 0,19 a 1,34		CO	Camada Vegetal Silte Argiloso Cor Variegada
181,460		1,34 a 2,45			Saibro Siltoso Amarelado Amostra não Coletada
Furo 07	BE	0,00 a 0,22 0,22 a 2,14		CO	Camada Vegetal Argila Amarelada
181,440					Obs. 2,14 Metros Continua
Furo 08	EX	0,00 a 0,31 0,31 a 1,78		CO	Camada Vegetal Argila Vermelha
181,390					Obs. 1,78 Metros Continua

## ANEXO B - QUADRO RESUMO DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

QUADRO RESUMO DE ENSAIOS																						
RODOVIA:		BR 101		TRECHO:		Acesso Loteamento Nova Governador Celso Ramos Sul														Subleito		
ST	ESTACA	Pos.	Profundidade		LL	IP	Granulometria							IG	Classif. TRB	EA	Compactação		ISC			
			De	A			2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	# 4	# 10				# 40	# 200	Golpes	H.ot.	D.max.	Exp.
01	181,860	EX	0,25	1,54	42,29	15,89	100,00	100,00	100,00	96,87	97,23	85,25	54,57	39,90	3	A-7-6	x	12	17,0	1.705	0,33	7,0
02	181,800	EX	0,28	1,09	44,82	18,21	100,00	100,00	100,00	99,80	99,30	91,15	60,75	46,76	3	A-7-6	x	12	19,8	1.617	0,24	10,0
03	181,660	EX	0,26	2,05	50,70	20,95	100,00	100,00	100,00	99,76	99,08	87,60	56,62	42,80	5	A-7-6	x	12	18,7	1.663	0,25	6,0
04	181,530	EX	0,32	1,98	52,62	25,25	100,00	100,00	100,00	99,98	98,45	92,93	66,32	52,21	10	A-7-6	x	12	20,7	1.563	0,55	8,0
05	181,500	BE	0,32	1,75	50,59	14,10	100,00	100,00	100,00	100,00	99,94	95,55	72,52	60,05	8	A-7-5	x	12	23,2	1.525	0,36	6,0
06	181,460	BE	0,19	1,34	61,44	29,81	100,00	100,00	100,00	100,00	99,82	97,65	83,15	59,54	16	A-7-5	x	12	22,1	1.541	1,79	3,0
07	181,440	BE	0,22	2,14	49,24	16,25	100,00	100,00	100,00	100,00	99,95	96,38	74,57	64,04	10	A-7-5	x	12	21,8	1.559	0,26	9,0
08	181,390	EX	0,31	1,78	42,64	13,72	100,00	100,00	100,00	100,00	99,78	95,72	64,69	46,58	4	A-7-6	x	12	21,4	1.583	0,23	8,0

## ANEXO C - BOLETINS DE SONDAGEM SPT

PERFIL DE SONDAGEM SP-01										01/02				
NÍVEL D'ÁGUA 24 horas (m)	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
4,18 m	①	07	08								0,00 - 1,87 m: ATERRO, SILTE ARENOSO, COM PEDREGULHOS, POUCO COMPACTO, AVERNELHADO.			
	②	04	05								1,87 - 3,58 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA, AMARELADO.			
	③	08	07											
	④	05	07								3,58 - 7,38 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM ARGILA, COM PEDREGULHOS, POUCO COMPACTA À FOFA, VARIEGADA.			
	⑤	08	07											
	⑥	04	03								7,38 - 9,63 m: AREIA MÉDIA COM ARGILA, COM PRESENÇA DE TURFA, FOFA, CINZA ESCURA.			
	⑦	02	02											
	⑧	01/80	-											
	⑨	01/95	-								9,63 - 14,82 m: AREIA FINA COM ARGILA ORGÂNICA, FOFA, CINZA ESCURA.			
	⑩	01/100	-											
	⑪	04	04								14,82 - 25,32 m: AREIA MÉDIA E FINA COM ARGILA, COM PEDRISCOS, FOFA À MEDIAMENTE COMPACTA, CINZA ESCURA.			
	⑫	04	02											
	⑬	02	02											
	⑭	02	02											
	⑮	03	02											
	⑯	02	02											
	⑰	02	02											
	⑱	01/86	-											
	⑲	01/75	-											
	⑳	01/93	-											
	㉑	03	05											

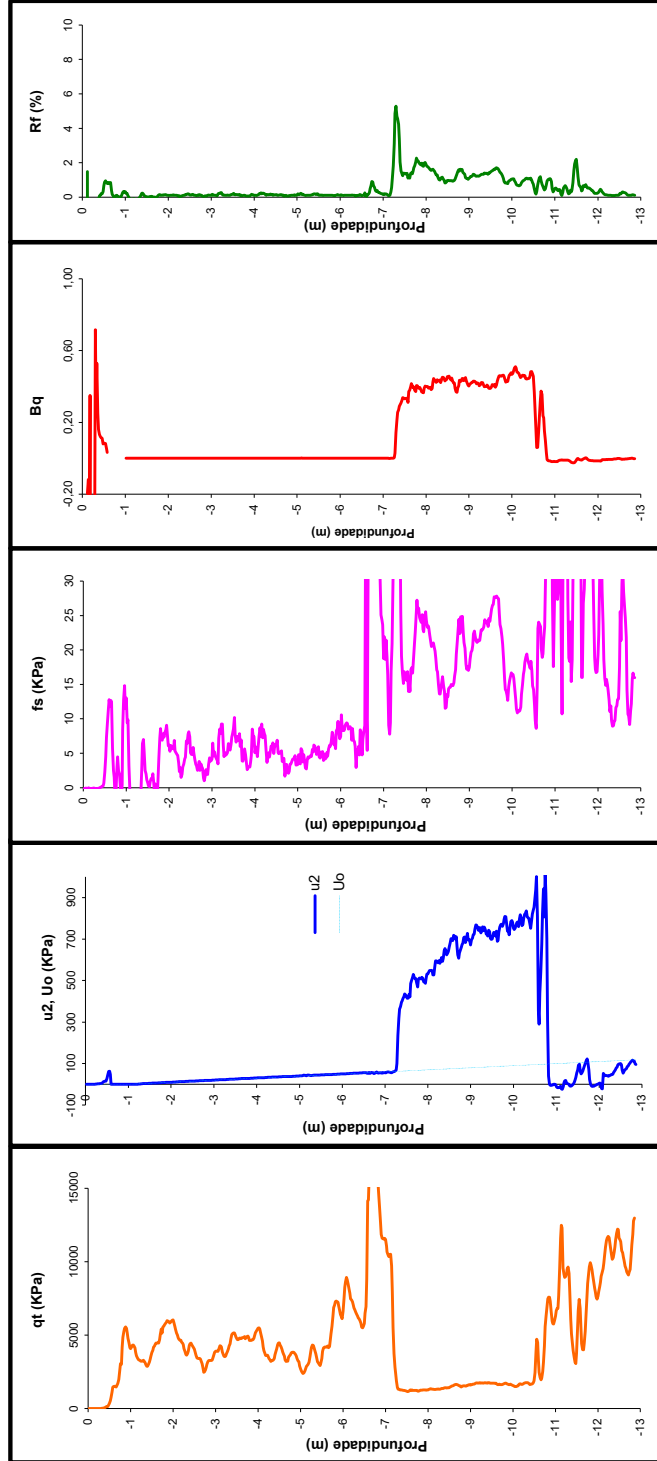


PERFIL DE SONDAGEM SP-02										01/02			
NÍVEL D'ÁGUA 24 horas (m)	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg					DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENIÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40					50
1,69 m	①	08	10							0,00 - 1,07 m: AREIA MÉDIA POUCO SILTOSA, POUCO COMPACTA, AMARELADA.			
	②	04	05							1,07 - 4,18 m: AREIA MÉDIA COM ARGILA ORGÂNICA, FOFA À MEDIAMENTE COMPACTA, CINZA ESCURA.			
	③	03	03										
	④	05	05										
	⑤	02	02							4,18 - 7,34 m: AREIA GROSSA COM ARGILA ORGÂNICA, COM PEDREGULHOS, FOFA À POUCO COMPACTA, CINZA ESCURA.			
	⑥	01/80	-										
	⑦	01/86	-										
	⑧	01/94	-										
	⑨	02	02							7,34 - 16,78 m: AREIA MÉDIA COM ARGILA ORGÂNICA, FOFA, CINZA ESCURA.			
	⑩	03	03										
	⑪	02	02										
	⑫	02	02										
	⑬	04	04										
	⑭	04	02										
	⑮	02	02										
	⑯	02	04										
	⑰	12	12										
	⑱	16	21										
	⑲	20	24										
	⑳	25	32							16,78 - 19,31 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM ARGILA, COM PEDRISCOS, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, VARIEGADA.			
	㉑	21	34								19,31 - 23,44 m: AREIA MÉDIA POUCO SILTOSA COM PEDREGULHOS, COMPACTA À MUITO COMPACTA, VARIEGADA.		

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-02										02/02			
NÍVEL D'ÁGUA 24 horas (m)	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg					DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40					50
	22	30	45							19,31 - 23,44 m: AREIA MÉDIA POUCO SILTOSA COM PEDREGULHOS, COMPACTA À MUITO COMPACTA, VARIEGADA.			
	23	41	-										
	24	-	-							LIMITE DA SONDAÇÃO: 23,44 m CONFORME NBR- 6484.			
	25	-	-										
	26	-	-										
	27	-	-										
	28	-	-										
	29	-	-										
	30	-	-										
	31	-	-										
	32	-	-										
	33	-	-										
	34	-	-										
	36	-	-										
	36	-	-										
	37	-	-										
	38	-	-										
	39	-	-										
	40	-	-										
	41	-	-										
	42	-	-										

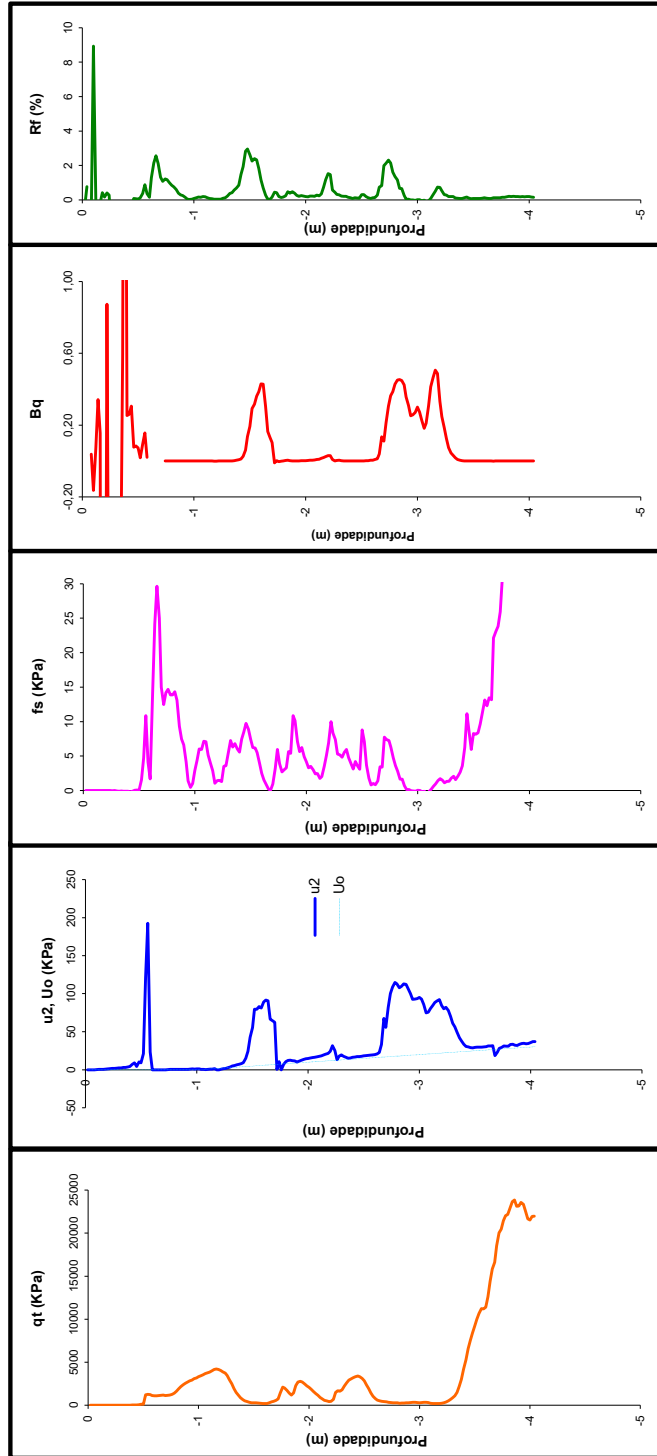
ANEXO D - BOLETINS DE ENSAIOS CPTU

BOLETIM DE ENSAIO CPTU-03 - Conforme NBR 12069/MB-3406

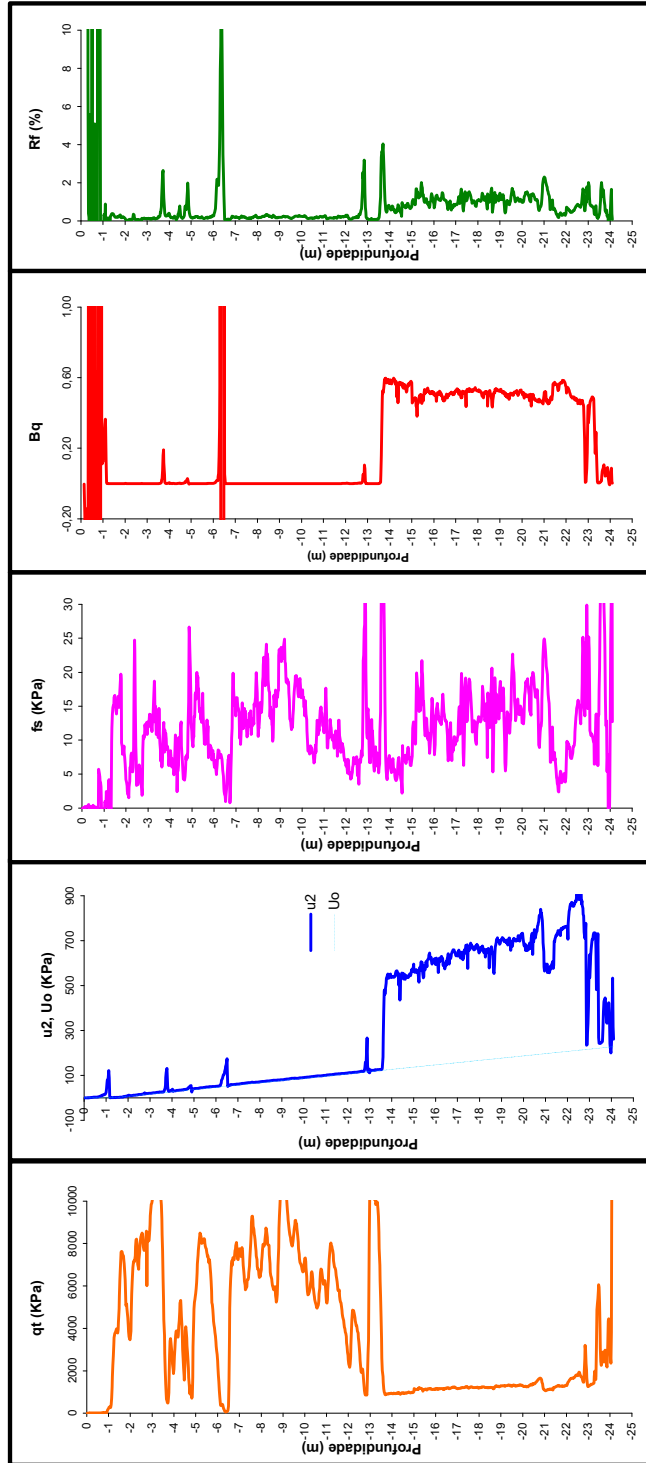




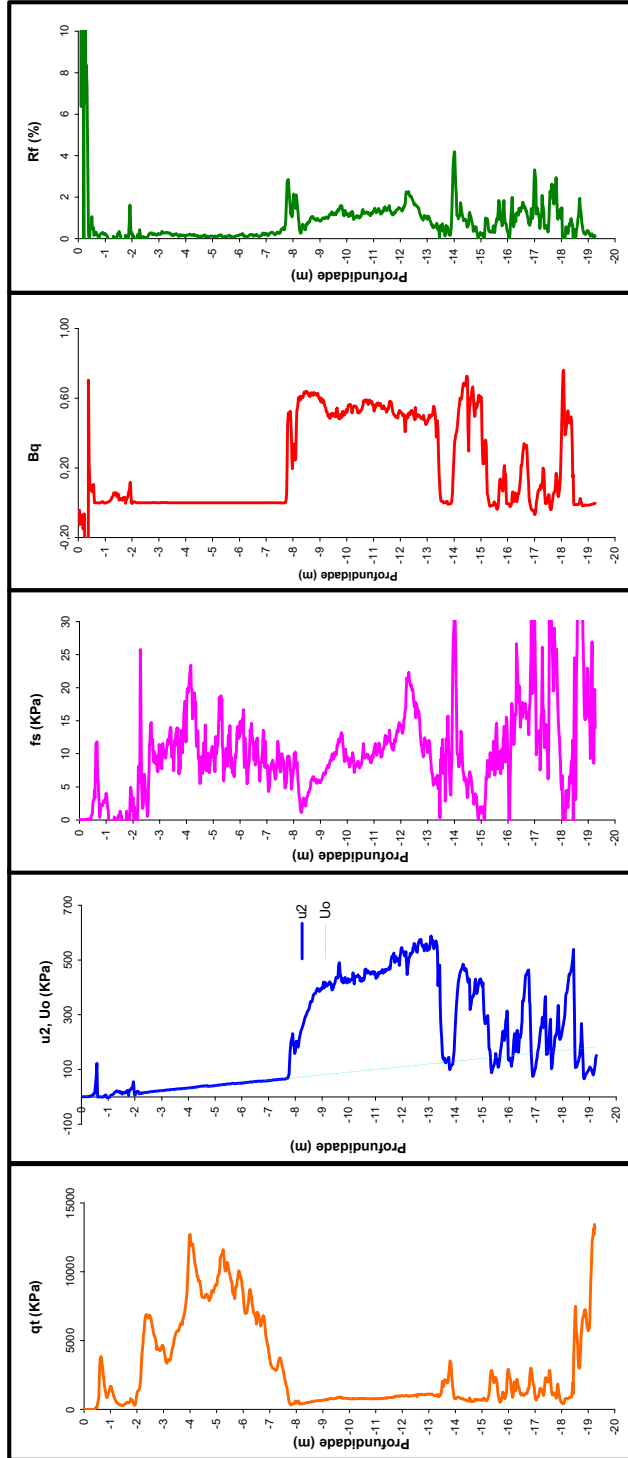
**BOLETIM DE ENSAIO CPTU-04 - Conforme NBR 12069/MB-3406**



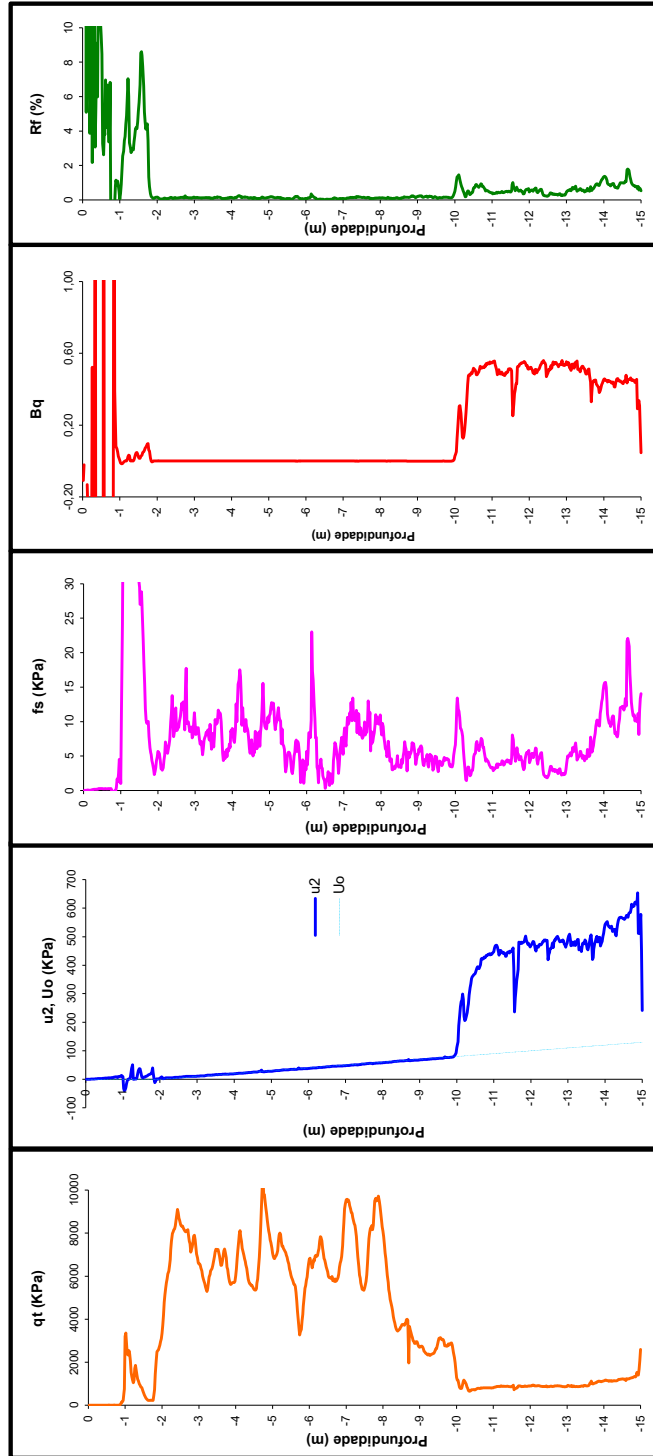
**BOLETIM DE ENSAIO CPTU-05 - Conforme NBR 12069/MB-3406**



**BOLETIM DE ENSAIO CPTU-08 - Conforme NBR 12069/MB-3406**



**BOLETIM DE ENSAIO CPTU-09 - Conforme NBR 12069/MB-3406**



**BOLETIM DE ENSAIO CPTU-12 - Conforme NBR 12069/MB-3406**

