

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Isadora Mocellin Philippi

**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES: Análises de recalque e tempos de
estabilização para duas seções características da BR-280**

Florianópolis

2020

Isadora Mocellin Philippi

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES: Análises de recalque e tempos de estabilização para duas seções características da BR-280

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rafael A. R. Higashi

Coorientadora: Dra. Ângela Grandó

Florianópolis

2020

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Philippi, Isadora M

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES : Análises de recalque e
tempos de estabilização para duas seções características da
BR-280 / Isadora M Philippi ; orientador, Rafael Augusto
Higashi, coorientadora, Ângela Grando, 2020.

112 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Solos Moles. 3. Recalque. 4.
Geodrenos. 5. Elementos finitos. I. Higashi, Rafael
Augusto . II. Grando, Ângela. III. Universidade Federal de
Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Isadora Mocellin Philippi

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES: Análises de recalque e tempos de estabilização para duas seções características da BR-280

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Civil ao Departamento de Engenharia Civil na Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Florianópolis, 03 de dezembro de 2020

Prof. Luciana Rohde, Dra.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:



Documento assinado digitalmente
Rafael Augusto dos Reis Higashi
Data: 07/12/2020 12:26:34-0300
CPF: 460.943.422-91

Prof. Rafael A. R. Higashi, Dr.
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Orlando M. de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina.



Eng. Rafael Fabiano Cordeiro, M.e.

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, por sempre iluminar o meu caminho.

À minha mãe, meu alicerce e exemplo de valentia, quem me motivou à cursar engenharia e sempre me incentivou a seguir em frente, apesar de tudo. Você me manteve forte ao longo destes anos, e se cheguei até aqui foi porque tive seu apoio.

À professora Gracieli Dienstmann, por me orientar e passar tanto conhecimento dentro e fora das salas de aula. Ainda tenho muito a aprender, mas o que aprendi até aqui, me motiva a ir além.

À banca por doarem uma parte de seu tempo para lerem meu trabalho e ouvirem sobre ele.

Ao meu amor, Heitor, por sempre me apoiar e me proporcionar momentos de alegria diariamente. Tenho muita sorte em ter você na minha vida, quero compartilha-la pra sempre contigo.

À Ângela Grando, por me ajudar tanto com este trabalho, sem você não chegaria tão longe. Agradeço pelas injeções de ânimo, por me mostrar o que significa paixão ao trabalho e principalmente pela amizade. Queria ter te conhecido antes.

Ao Rafael Cordeiro por, apesar da correria, estar sempre disponível para sanar minhas dúvidas.

Aos colegas de LMS pela companhia e companheirismo nos últimos semestres. Me arrependo de não ter me “metido” no laboratório no começo da faculdade. Aprendi muito com vocês.

Aos amigos de faculdade: Marília Serpa, Felipe Cidade, Thiago Belotto, Thiago Antunes, Bárbara Ribeiro, Natália Ziesmann, Cristina Damázio, Rodrigo Zanata. A presença de vocês nessa trajetória, com certeza, deixou-a mais leve. Obrigada pelo apoio.

À prima Valéria Meirelles Perrenoud (in memoriam), quem amava uma fumacinha, pelas divertidas tardes de domingo.

Aos queridos sogros e cunhada, por me acolherem tão calorosamente em sua família.

Aos professores do ECV por todo conhecimento e lições passadas.

Aos vizinhos, Gê e Valdir, pelas risadas, cafés e bolos.

Às demais pessoas que estiveram presentes nesta jornada.

À UFSC, por ser meu segundo lar nestes anos, e pelas bolsas concedidas.

“Não é o mais forte que sobrevive, nem o mais inteligente, mas o que melhor se adapta às mudanças” – (Charles Darwin, 1859)

RESUMO

O presente trabalho descreve a avaliação das magnitudes de recalques e tempos de estabilização para duas seções características da duplicação da BR-280. Os aterros estudados foram executados sobre um depósito de argila mole com espessuras variando de 8 a 12 metros, intercaladas com camadas e lentes de areia. Inicialmente foram identificados perfis característicos para a região com base em dois pontos de investigação, localizados no Km 44+780 (PI 01) e no Km 42+551 (PI 02). Tais investigações foram utilizadas para a elaboração de perfis geotécnicos característicos de cada ponto. Na interpretação dos resultados dos ensaios foram utilizadas correlações com os ensaios CPTu confrontando-as com os resultados obtidos com resultados característicos para a região e para as argilas brasileiras. Posteriormente a elaboração do perfis geotécnicos característicos para cada ponto estudado, foram realizadas previsões de recalque pela teoria clássica e por elementos finitos, através do software PLAXIS. Ainda, foram realizadas análises da sensibilidade dos parâmetros geotécnicos de compressibilidade e permeabilidade das camadas moles, através de método numérico, de forma a identificar faixas de variação das deformações e dos tempos de estabilização, possíveis para o depósito. De maneira geral, foram observados recalques e tempos de estabilização semelhantes quando comparadas as análises em elementos finitos e cálculos analíticos. Recalques de 0,7 e 0,66 metros e tempos de estabilização de 298 e 287 meses foram calculados analiticamente para os pontos PI01 e PI02. Numericamente os recalques atingiram 0,91 e 0,67 metros com tempos de 244 e 283 meses. Verificando os tempos de estabilização elevados foi proposta uma solução com geodrenos para as seções que possibilitaram reduzir os tempos de recalque em 88,2 e y 80,8%, para as seções PI 01 e PI 02, respectivamente.

Palavras-chave: Aterro sobre solos moles; Geodrenos; elementos finitos.

ABSTRACT

The present work describes the evaluation of settlement amplitude and stabilization times for two characteristic sections of the BR-280 duplication. The studied embankments were carried out on a soft clay deposit with thicknesses varying from 8 to 12 meters, interspersed with layers and lenses of sand. Initially, characteristic profiles for the region were identified based on two research points, located at Km 44+780 (PI 01) and Km 42+551 (PI 02). Such investigations were used for the elaboration of characteristic geotechnical profiles of each point. In the interpretation of the results of the tests, correlations with the CPTu test were used, comparing them with results of the region and of the Brazilian clays. Subsequently the elaboration of the characteristic geotechnical profiles, predictions of settlement by classical theory and finite elements were made, using the PLAXIS software. Furthermore, analyzes of the sensitivity of the geotechnical parameters of compressibility and permeability of the soft layers were carried out, using a numerical method, in order to identify possible ranges of variation of the deformation and stabilization times for the deposit. In general, similar settlements and stabilization times were observed when comparing finite element analyzes and analytical calculations. Settlements of 0,7 and 0,6 meters and stabilization time of 298 and 287 months were calculated analytically for points PI 01 and PI 02. Numerically, the settlements reached 0,91 and 0,67 meters, with times of 244 and 283 months. Checking the high stabilization times, a solution with geodrain was proposed for the sections that made possible to reduce the settlement times by 88,2 and 80,8 %, for the PI 01 and PI 02 sections, respectively.

Keywords: Landfill of soft ground. Geodrain. Finite element

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Detalhe do interior do geodreno.	20
Figura 2 - Aterro com geodreno	20
Figura 3 - Ilustração do ensaio SPT.	22
Figura 4 - Detalhe na sonda do piezocone.	24
Figura 5 - Ábaco de identificação do comportamento típico dos solos.	26
Figura 6 - Componentes do equipamento de palheta.	30
Figura 7 - Representação esquemática da célula de adensamento.	31
Figura 8 - Efeito do adensamento.....	32
Figura 9 - Curva de Compressão.....	32
Figura 10 - Tipos de Recalque.	34
Figura 11 - Fator de influência para carregamento trapezoidal.....	36
Figura 12 - Quantificação do adensamento secundário.....	37
Figura 13 - Ábaco de consolidação de Terzaghi.	39
Figura 14 - Seção de um geodreno.	41
Figura 15 - Recalques com e sem utilização de drenos.....	42
Figura 16 - Geodrenos em camada de argila mole subjacente a um aterro.....	43
Figura 17 - Área de influência da malha de geodrenos.	44
Figura 18 - Dimensões do geodreno.....	44
Figura 19 - Amolgamento do solo devido a instalação do dreno.	46
Figura 20 - Comprimento característico de geodrenos.	47
Figura 21 - Geometria genérica no programa.	50
Figura 22 - Malha de elementos finitos considerados pelo programa.....	51
Figura 23 - Tensões efetivas consideradas pelo programa.....	51
Figura 24 - Comportamento de um material elastoplástico.	52
Figura 25 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média. .	53
Figura 26 - Etapas e atividades de pesquisa.	55
Figura 27 - Mapa com destaque da região do local de estudos.	56
Figura 28 - Localização dos pontos de investigação.	56
Figura 29 - Perfil Longitudinal.....	59
Figura 30 - Perfis do PI 01 (km 44+780).	62
Figura 31 - Perfis do PI 02 (km 42+500).	63
Figura 32 – Comportamentos e condições das camadas.	66

Figura 33 - Correção na curva de dissipação.	74
Figura 34 - Geometria considerada nos pontos de investigação.	82
Figura 35 - Seção do PI 01	86
Figura 36 - Seção do PI 02	86
Figura 37 - Resultado da modelagem do PI 01	87
Figura 38 - Resultado da modelagem do PI 02	87
Figura 39 - Ruptura do PI 01 com valores de c e ϕ' representativos	93
Figura 40 - Ruptura do PI 02 com valores de c e ϕ' representativos	93
Figura 41 - Deformação do PI 01	95
Figura 42 - Deformação do PI 02.....	95
Figura 43 - Seção PI 01	101
Figura 44 - Seção PI 02	101
Figura 45 - Curvas tempo x recalque para o PI 01	102
Figura 46 - Curvas tempo x recalque para o PI 02.....	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos solos de acordo com a norma	23
Tabela 2 - Classificação de solos por tipo de comportamento.....	26
Tabela 3 - Limites dos índices de classificação do solo.....	27
Tabela 4 - Fator tempo	28
Tabela 5 - Razão de permeabilidade em argilas.....	29
Tabela 6 - Dimensões e permeabilidade para a zona amolgada.....	46
Tabela 7 - Coordenadas geográficas dos pontos de investigação	57
Tabela 8 - Ensaios de campo e laboratório realizados	58
Tabela 9 - Nomenclatura para a convenção das camadas do solo.....	61
Tabela 10 – Classificação das porções argilosas por condições	66
Tabela 11 – Comportamento e percentual de cada material nas camadas do PI 01 ...	67
Tabela 12 – Comportamento e percentual de cada material nas camadas do PI 02 ...	68
Tabela 13 – Pesos específicos nas camadas de cada ponto de investigação	68
Tabela 14 – Tensões verticais efetivas dos pontos de investigação	69
Tabela 15 - Fatores de cone para argilas brasileiras.....	70
Tabela 16 – Histórico de tensões dos pontos de investigação	73
Tabela 17 - Coeficiente de adensamento para PI 01 pelo ensaio de dissipação.....	74
Tabela 18 - Coeficiente de adensamento para PI 02 pelo ensaio de dissipação.....	75
Tabela 19 - Coeficientes de adensamento para PI 01 pelo ensaio oedométrico.....	75
Tabela 20 - Coeficientes de adensamento para PI 02 pelo ensaio oedométrico.....	75
Tabela 21 - Coeficientes de permeabilidades pelo ensaio de adensamento	76
Tabela 22 – Permeabilidade dos pontos de investigação	76
Tabela 23 - Permeabilidade do solo e classificação Ic.....	77
Tabela 24 – Resultados ensaio de adensamento oedométrico.....	78
Tabela 25 - Módulo de elasticidade	79
Tabela 26 - Módulos de elasticidade encontrados na literatura	80
Tabela 27 - Valores para coeficientes de Poisson admissível.....	80
Tabela 28 – Valores referentes à pesquisas em solos brasileiros	81
Tabela 29 - Parâmetros encontrados para os pontos de investigação.....	83
Tabela 30 - Parâmetros considerados no modelo Mohr Coulomb para PI 01.....	85
Tabela 31 - Parâmetros considerados no modelo Mohr Coulomb para PI 02.....	85
Tabela 32 – Resultados da análise de estabilidade a curto prazo	86

Tabela 33 – Proposta de iterações para PI01	88
Tabela 34 – Proposta de iterações para PI02	90
Tabela 35 – Resultado da análise de estabilidade à curto prazo	92
Tabela 36 – Parâmetros característicos para a seção avaliada do PI 01	92
Tabela 37 – Parâmetros característicos para a seção avaliada do PI 02	93
Tabela 38 - Deslocamento e tempo de acordo com conjunto de parâmetros característicos	94
Tabela 39 – Variação do coeficiente de compressibilidade do PI 01	96
Tabela 40 - Coeficientes de adensamento do depósito.....	97
Tabela 41 - Variação do coeficiente de permeabilidade	98
Tabela 42 - Previsão de recalques finais	99
Tabela 43 - Tempo de estabilização dos recalques de acordo com a teoria unidirecional de Terzaghi	100
Tabela 44 - Tempo de estabilização dos recalques (U96%) de acordo os cv provenientes do CPTu e em confronto com o obtido no modelo Soft Soil	100
Tabela 45 - Tempo de estabilização dos recalques com a utilização dos geodrenos	103
Tabela 46 – Tabela resumo da magnitude e tempo de ocorrência dos recalques calculados analiticamente	104
Tabela 47 - Tabela resumo da magnitude e tempo de ocorrência dos recalques calculados numericamente (PLAXIS)	105

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Cone Penetration Test
EF	Elementos Finitos
FS	Fator de Segurança
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
MC	Mohr Coulomb
PI	Ponto de Investigação
SBT	Soil Behavior Test
SPT	Standard Penetration Test
SS	Soft Soil

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS.....	18
1.1.1	Objetivo geral	18
1.1.2	Objetivos específicos.....	18
2	REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO.....	19
2.1	SOLO MOLE	19
2.2	ATERROS DE SOBRECARGA TEMPORARIA COM DRENOS VERTICAIS....	19
2.3	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	21
2.3.1	Ensaio de campo.....	21
2.3.2	Ensaio de laboratório.....	30
2.4	ESTIMATIVAS DE RECALQUES	33
2.4.1	Tipos de recalque.....	33
2.4.2	Recalque elástico.....	34
2.4.3	Recalque por adensamento primário	35
2.4.4	Recalque por compressão secundária.....	36
2.5	TEORIAS DO ADENSAMENTO	37
2.5.1	Teoria do adensamento unidimensional.....	38
2.5.2	Teoria do adensamento puramente radial	40
2.5.3	Teoria de adensamento combinado	41
2.6	ACELERAÇÃO DE RECALQUES	42
2.6.1	Dimensionamento de geodrenos.....	43
2.7	ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES POR ELEMENTOS FINITOS	49
2.7.1	FERRAMENTA COMPUTACIONAL	49
2.8	MODELOS CONSTITUTIVOS	51
2.8.1	Modelo Linear Elástico	52
2.8.2	Modelo elastoplástico de Mohr Coulomb.....	52
2.8.3	Modelo Soft Soil.....	53
3	DEFINIÇÃO DOS PERFIS CARACTERISTICOS.....	55
3.1	ÁREA DE ESTUDOS.....	56
3.1.1	Perfil estratigráfico.....	58
3.1.2	Análise dos ensaios realizados e estimativas dos parâmetros.....	65
3.1.3	Parâmetros elásticos do solo	78
3.2	Valores de referência.....	81
3.3	PERFIS CARACTERÍSTICOS FINAIS.....	82
4	ANÁLISE NUMÉRICA DAS SEÇÕES CARACTERÍSTICAS	84
4.1	ANÁLISES NUMÉRICAS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS (PLAXIS)....	84
4.1.1	Análise de estabilidade.....	84
4.1.2	Análises de deformações	94
4.2	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	98
4.2.1	MAGNITUDE DOS RECALQUES	98
4.2	TEMPO PARA ESTABILIZAÇÃO DOS RECALQUES.....	99

		16
4.3	ACELERAÇÃO DOS RECALQUES.....	100
4.4	Quadro resumo dos resultados	104
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	106
5.1	CONCLUSÕES.....	106
5.2	RECOMENDAÇÕES	107

1 INTRODUÇÃO

Nas regiões costeiras brasileiras é comum a presença de solos de argila mole com espessuras que podem chegar a dezena de metros. Estes solos são materiais predominantemente de depósitos de solo sedimentar, que possuem granulometria fina, baixa capacidade de suporte, baixa permeabilidade e resistência, porém elevada compressibilidade.

Obras de aterros executados em depósitos de solos moles são desafiadoras, uma vez que, sob um solo muito compressível, a carga aplicada poderá ocasionar a ruptura do mesmo ou causar recalques excessivos. Ainda há muito o que pesquisar e discutir sobre esse tipo de solo, pois a zona costeira é tradicionalmente de maior ocupação urbana. Nestes locais existe uma grande demanda da sociedade por obras de grande extensão, como por exemplo vias ferroviárias ou rodoviárias. Por esta razão a engenharia tem sido solicitada a executar obras sobre depósitos de solos com baixo desempenho de suporte, pois solos competentes e áreas mais estáveis estão cada vez menos disponíveis.

Uma técnica convencional é a de sobrecarga temporária, que consiste basicamente em aplicar peso no material compressível o qual ocasiona a aceleração dos recalques relativos ao adensamento primário. Apesar de eficiente, esta técnica pode se tornar inviável ao ser utilizada exclusivamente, pois os solos moles argilosos possuem baixa permeabilidade, ou seja, em alguns casos, grandes volumes de terraplenagem são necessários para estabilização da consolidação em um tempo elevado. Contudo, esta mesma técnica, ao ser combinada com o uso dos geodrenos, potencializa a aceleração dos recalques, ao extrair uma quantidade significativa de água do solo em um período menor. O uso de sobrecarga combinada a geodrenos tem grande aplicabilidade na construção de aterros rodoviários, ferroviários, aeroportuários, entre outros.

Os geodrenos são materiais sintéticos permeáveis que encurtam o tempo da consolidação, uma vez que diminuem o caminho de drenagem dentro da massa de solo compressível. Com este objetivo, nas últimas décadas, a Engenharia Geotécnica vem utilizando essa técnica com mais frequência. A utilização deste material quando há presença de camadas espessas de solos moles visando vencer os prazos limitados de execução.

Diante da importância destacada, o presente trabalho analisa a magnitude e tempo de estabilização do recalque para duas seções do traçado da duplicação da BR-280. O tempo de estabilização será inicialmente avaliado sem o uso de geodrenos e posteriormente são apresentadas avaliações com o uso de geodrenos. Também são apresentados comparativos entre soluções teóricas analíticas e numéricas para a previsão de tempo e magnitude de deformação.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar as magnitudes de recalques e tempos de estabilização para duas seções características da duplicação da BR-280.

1.1.2 Objetivos específicos

- Interpretar a investigação geotécnica sobre solos moles realizados na área de traçado da duplicação da BR-280 e definir perfis geotécnicos característicos;
- Modelar os perfis característicos em software de elementos finitos (EF) para caracterizar o comportamento das seções quanto a variações da compressibilidade e da permeabilidade;
- Confrontar os resultados obtidos pelas modelagens em EF com os resultados de soluções clássicas analíticas.

2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

2.1 SOLO MOLE

Solos moles são caracterizados como, solos sedimentares com baixa resistência a penetração, geralmente com valores do número de golpes do ensaio SPT (Sondagem de simples reconhecimento) de 4 golpes, e de fração argilosa com características coesivas e compressivas (MASSAD, 2010). Com relação às espessuras dos depósitos de solos moles, estes apresentam alta variabilidade e podem atingir de 1 a 7 metros para aluviões fluviais e cerca de 70 metros para solos marinhos.

Os parâmetros geotécnicos dos solos moles estão ligados intimamente com a sua composição, com a história geológica, ações de carregamentos e particularidades locais. Assim, o depósito de solos moles de uma mesma área pode apresentar parâmetros geotécnicos heterogêneos (BARAN, 2014).

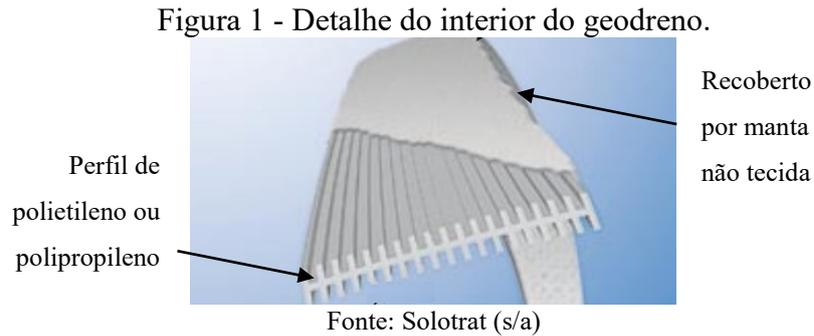
2.2 ATERROS DE SOBRECARGA TEMPORARIA COM DRENOS VERTICAIS

O uso de sobrecarga para adensar solos compressíveis na área de construção de uma rodovia é uma solução relativamente simples e eficiente quando há jazidas disponíveis na região. Entretanto, muitos depósitos de solos moles são espessos ou distantes de camadas permeáveis, o que dificulta a percolação da água existente em seus vazios. Nesses casos, o adensamento da camada acontece de forma lenta e o aterro deve ser mantido durante um longo período de tempo, o que pode inviabilizar a obra.

Nestas condições, a utilização de drenos verticais instalados na camada compressível é uma boa alternativa para diminuir a distância percorrida pela água no adensamento. Esta expulsão, ocasionada pela carga do aterro, antecipa a ocorrência dos recalques relativos ao adensamento primário, que por sua vez, podem causar ondulações na estrutura da rodovia durante o período de sua vida útil. Neste sentido, conforme expõe Almeida e Marques (2010) a utilização de sobrecarga temporária e geodrenos explora ao máximo o benefício do adensamento acelerado.

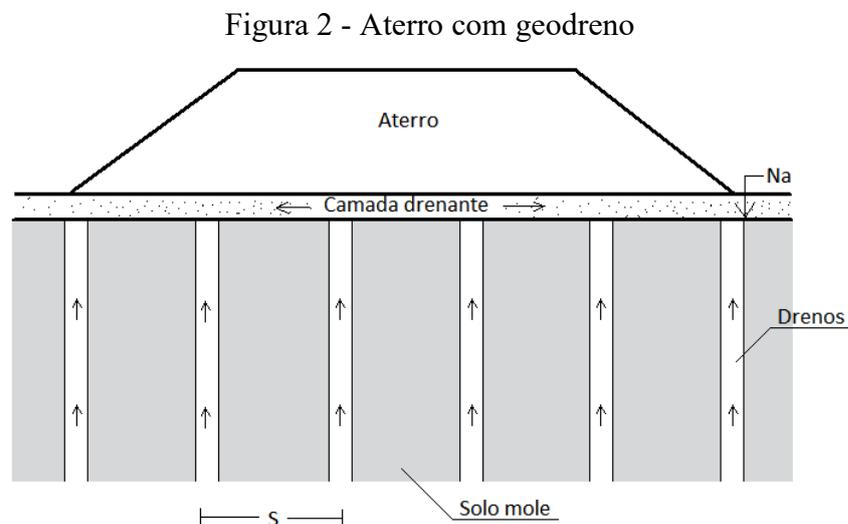
Os geodrenos são elementos drenantes constituídos de materiais sintéticos com 100 mm de largura e 3 a 5 mm de espessura e grande comprimento. São constituídos de pelo menos

dois materiais: o miolo drenante e seu revestimento. O revestimento tem por objetivo permitir a passagem da água e reter o ingresso do solo. O miolo drenante, tem por objetivo conduzir a água até a superfície do terreno e drená-la através do colchão drenante na superfície e resistir aos esforços de instalação provenientes da deformação do terreno, como descrito em DNER (1990). A Figura 1 ilustra detalhes do interior de um geodreno.



A instalação dos drenos inicia-se ao marcar os locais onde os drenos serão cravados, dependendo do formato da malha em que foi projetada. Sequencialmente, inicia-se a cravação dos drenos, que é feita por equipamento de cravação, à profundidade que o dreno deve alcançar. Esta profundidade é definida em função das camadas de material drenante identificadas na investigação geotécnica. O geodreno é introduzido no interior da lança de cravação até a sua extremidade inferior, onde é preso a uma ponteira metálica.

A Figura 2 ilustra um aterro executado sob solo mole com a presença de geodreno. “S” é a distância entre os drenos.



Fonte: autora.

2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

É responsabilidade do engenheiro geotécnico ponderar, com base na classificação da estrutura, a abrangência das investigações adotadas. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) a campanha de investigação depende de fatores relacionados às características do meio físico, à complexidade da obra e riscos envolvidos, que, combinados, deverão determinar a estratégia adotada no projeto.

É comum, para obras de grande extensão, como às rodoviárias, a realização da investigação geotécnica em verticais próximas umas das outras, sob a forma de ilhas de investigação. Almeida e Marques (2010) comentam que a prática permite a obtenção da estratigrafia do solo ao longo do traçado, além da visão e análise conjuntas de todos os resultados, ensaiados em campo e em laboratório. Esse procedimento possibilita a maximização e a complementação dos dados para um melhor entendimento do comportamento geomecânico das camadas do depósito de solo mole, e também avaliar a coerência dos resultados entre diferentes ensaios. Devido a sua importância, os ensaios serão discutidos separadamente nos tópicos a seguir.

2.3.1 Ensaios de campo

Também chamados de ensaios “*in situ*”, os ensaios de campo são aqueles realizados no local da implantação da obra. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) estes ensaios permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos, além de alguns parâmetros fundamentais para os projetos geotécnicos combinados com ensaios de laboratório.

Neste estudo foram utilizados a sondagem de simples reconhecimento (SPT – *Standard Penetration Test*), e os ensaios de Piezocone (CPTu – *Cone Penetration Test*) e Palheta (FVT – *Field Vane Test*) os quais serão descritos a seguir.

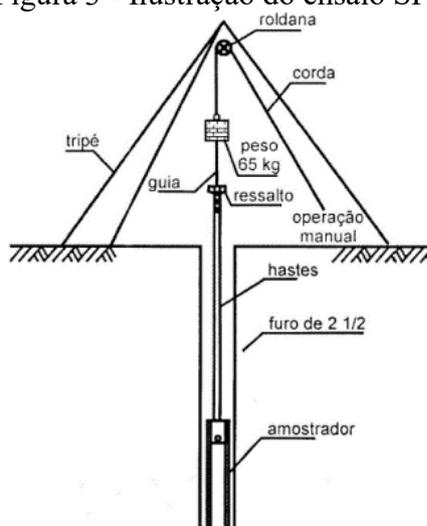
2.3.1.1 Ensaio de Simples Reconhecimento

O *Standard Penetration Test* (SPT) é o método mais comum de sondagem de simples reconhecimento do subsolo, um dos ensaios mais utilizados na atualidade brasileira. Esse ensaio

serve como um indicativo da densidade de solos granulares e é empregado também para a identificação da consistência de solos coesivos ou rochas brandas, segundo Schnaid e Odebrecht (2012).

O procedimento consiste na cravação dinâmica de um amostrador padrão no fundo de uma escavação, revestida ou não, a uma profundidade definida. Usa-se neste processo um peso de 65 kg, que é solto a uma altura de 75 cm de distância do martelo. Usualmente, o ensaio é realizado a cada metro, dos quais os primeiros 55 cm são escavados, e os 45 cm seguintes cravados. O valor do N_{spt} , é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar os últimos 30 cm, após uma cravação inicial de 55 cm. O ensaio resulta na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático. A Figura 3 ilustra o procedimento para realização do SPT.

Figura 3 - Ilustração do ensaio SPT.



Fonte: Pinto (2006)

A primeira aplicação atribuída ao SPT consiste na simples determinação do perfil de subsolo e na identificação tátil-visual das diferentes camadas a partir do material recolhido no amostrador padrão. A classificação do material normalmente é obtida por meio de combinação da descrição do testemunho de sondagem com as medidas de resistência à penetração, segundo Schnaid e Odebrecht (2012).

A Tabela 1 apresenta a classificação de acordo com a norma NBR 6484 (2001).

Tabela 1 - Classificação dos solos de acordo com a norma

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{spt})	Designação
Areia e silte arenoso	< 4	Fofa (o)
	5 - 8	Pouco compacta (o)
	9 - 18	Medianamente compacta (o)
	19 - 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argila e silte argiloso	< 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média (o)
	11 - 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: Adaptada de NBR 6484 (2001).

Na Tabela 1 são apresentadas as caracterizações em relação a densidade das areias (fofa a muito compacta) e argilas (de muito mole a dura) de acordo com o N_{spt} .

De acordo com a classificação da norma, e como comentado pela conceituação de Massad (2010), os solos moles possuem baixa resistência à penetração (N_{spt} não superior a 4 golpes). Neste sentido, Almeida e Marques (2010) descreve que nesse material, o número de golpes para a penetração dos 30 cm finais do amostrador é, em geral, igual a zero, e com isso há falta de representatividade dos valores de N_{spt} medidos no ensaio. Entretanto, o autor comenta a importância do ensaio em depósitos argilosos como parte da investigação preliminar para definição da espessura da camada de argila mole, das camadas intermediárias com outras características e do solo subjacente. Os autores recomendaram a execução da sondagem dentro de alguns metros no solo subjacente ao solo mole, para caracterizar se a camada é drenante ou não.

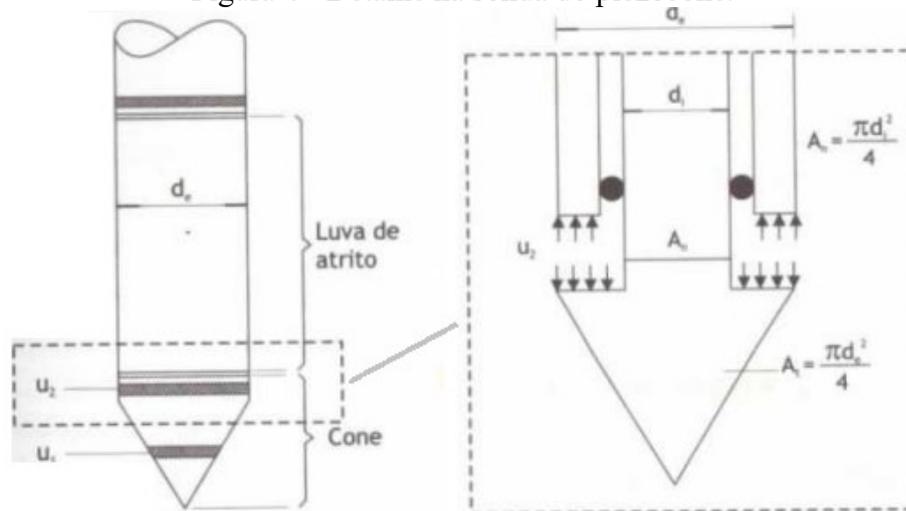
2.3.1.2 Ensaio de Piezocone

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) os ensaios de cone conhecidos pelas siglas CPT (*Cone Penetration Test*), caracterizam-se internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica para solos moles. O Piezocone (CPTu) é uma derivação do CPT, que além de medir os esforços mecânicos como resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), também monitora as pressões neutras (u), geradas no processo de cravação.

O ensaio de piezocone tem sido utilizado principalmente para a classificação dos solos, estimativa do comportamento típicos dos solos, definição da estratigrafia do depósito de solo mole, definição do perfil contínuo de resistência não drenada e obtenção dos coeficientes de adensamento do solo (Almeida e Marques 2014).

No ensaio de piezocone é usado um equipamento hidráulico que aplica uma carga controlada numa haste em direção ao solo, cravando-a a uma velocidade constante de 20 mm/s. A haste tem formato cilíndrico com uma ponta cônica que geralmente tem seção de 10 cm² e angulação de 60 graus, que pode variar de acordo com o equipamento usado e tipo de solo. São registradas as medidas contínuas de resistência de ponta (q_c), e o atrito lateral (f_s), e poropressões (u_0), durante todo o processo de cravação, ao longo da profundidade. A Figura 4 ilustra detalhes da sonda do piezocone.

Figura 4 - Detalhe na sonda do piezocone.



a) Medidas de poropressão em dois pontos b) Poropressão atuante na ponta
Fonte: Almeida e Marques (2010)

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) o primeiro parâmetro derivado do ensaio utilizado para a classificação do solo é a razão de atrito (R_f). Como as todas as medidas mencionadas são plotadas com a profundidade, resultam numa descrição detalhada da estratigrafia do subsolo. Segundo os autores camadas de areia são facilmente identificadas por valores de q_c elevados (10 a 20 MPa), combinados de fatores de R_f na ordem de 1%. As camadas de argila são caracterizadas por baixos valores de q_c e com o R_f acima de 5%. A razão de atrito (R_f) encontrada por meio da equação (1):

$$R_f = (f_s / q_c) \times 100\% \quad (1)$$

A resistência medida na ponta do cone (q_c) deve ser corrigida, afim de se calcular a resistência real mobilizada no ensaio (q_t). A correção é feita por meio da equação (2):

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \times u_2 \quad (2)$$

Onde: u_2 é a poropressão medida na base do cone; α é um fator de correção, calculado pela razão das áreas A_n/A_t ; A_t é a área total da ponta do cone do cone; A_n é a área da medida de poropressão u_2 .

Observando que não há extração de testemunho para análise físico visual, parâmetros adimensionais são utilizados para a classificação dos solos. O primeiro deles define o incremento de poropressão (Bq) conforme descrito na equação (3):

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

Onde: u_0 é a pressão hidrostática inicial [kPa]; u_2 é o excesso de poropressão [kPa]; σ_{v0} a tensão vertical total [kPa].

Os demais parâmetros adimensionais são: a relação para o atrito lateral resulta no atrito lateral normalizado (Fr), obtido com a equação (4) e a resistência de ponta normalizada (Q_t) obtida com a equação (5):

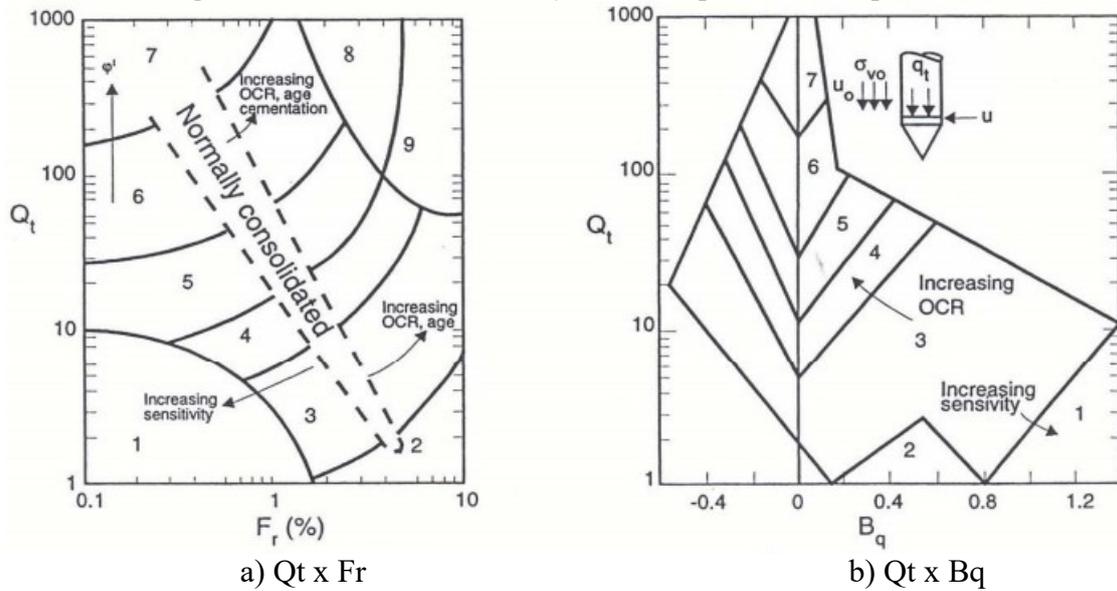
$$F_r = f_s / (q_t - \sigma_{v0}) \times 100\% \quad (4)$$

$$Q_t = (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0} \quad (5)$$

Onde: f_s é a resistência lateral [kPa]; q_t é a resistência de ponta corrigida [kPa]; σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva [kPa].

Com base nos parâmetros adimensionais são propostos ábacos de classificação. Na Figura 5 são apresentados os ábacos de classificação propostos por Robertson (1990). As regiões de comportamento e classificação apresentadas nos ábacos são descritas na Tabela 2.

Figura 5 - Ábaco de identificação do comportamento típico dos solos.



Fonte: Robertson (1990)

Tabela 2 - Classificação de solos por tipo de comportamento.

Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico e turfas
3	Argila - silte argiloso
4	Argila siltosa - silte argiloso
5	Areias siltosas - siltes arenosos
6	Areias limpas - areias siltosas
7	Areias pedregulhosas - areias
8	Areias muito compactas - areia argilosa
9	Areias finas rígidas (cimentação)

Fonte: Robertson (1990).

Para permitir a implementação em planilhas de cálculo e facilitar o tratamento dos dados, Jefferies e Davies (1993) definiram o índice de classificação do material (I_c). Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), esta metodologia além de classificar o material, permite identificar as condições de drenagem, em que os solos drenados têm valores de $I_c < 1,8$ e os solos não drenados solos têm valores de $I_c > 2,76$.

O índice I_c é obtido por meio da equação (6) e na Tabela 3 são apresentadas as faixas de classificação I_c propostas.

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q) \times [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \times \log(F_r)\}^2} \quad (6)$$

Tabela 3 - Limites dos índices de classificação do solo

Zona	Classificação do solo	Ic* - Jefferies e Been (2006)
2	Argilas Orgânicas	> 3,22
3	Argilas	2,82 - 3,22
4	Mistura de Siltes	2,54 - 2,82
5	Mistura de Areias	1,90 - 2,82
6	Areias	1,25 - 1,90
7	Areias com pedregulhos	< 1,25

Obs.: *Valores adimensionais. Fonte: Adaptada de Schnaid e Odebrecht (2012).

Os pesos específicos do solo são melhor obtidos pela obtenção de amostras não perturbadas (retirados com tubos Shelby) e pesando um volume conhecido de solo. Quando isso não for viável, o peso específico o total pode ser estimado a partir dos resultados do CPTu, utilizando a relação descrita pela equação (7), segundo Robertson e Cabal (2012).

$$\gamma/\gamma_w = 0,27 \times \log R_f + 0,36 \times [\log(q_t/p_a)] + 1,236 \quad (7)$$

Onde: R_f é a razão de atrito [%]; q_t é a resistência de ponta corrigida [kPa]; p_a é pressão atmosférica [kPa].

2.3.1.2.1 Ensaio de Dissipação

Os ensaios de dissipação do excesso de poropressões geradas durante a cravação do piezocone no solo podem ser interpretados para obter o coeficiente de adensamento horizontal (c_h), e por meio deste, determinar o coeficiente de adensamento vertical (c_v) (Almeida e Marques 2010)).

O ensaio consiste em interromper a cravação do CPTu e tomar as medidas da variação da poropressão com o tempo Segundo Robertson (2009), durante a pausa na penetração, todo excesso de poropressão gerado ao redor do cone, por conta do deslocamento de solo causado pela sonda, iniciará a ser dissipado. A taxa de dissipação depende do coeficiente de consolidação do material, que por sua vez, depende da compressibilidade e permeabilidade do solo. Neste caso, ao medir a diminuição da poropressão com o tempo, calcula-se a dissipação.

Para a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (c_h), Almeida e Marques (2010) recomendaram o método proposto por Houlsby e Teh (1988). O processo de dissipação pode ser definido de acordo com a equação (8) e auxílio da equação (9):

$$T^* = (c_h \times t) / (R^2 \times I_r^{0,5}) \quad (8)$$

$$I_r = G / S_u \quad (9)$$

Onde: T é o fator tempo; R o raio do piezocone; t o tempo de dissipação (normalmente adotado 50%); I_r o índice de rigidez; G o módulo de cisalhamento do solo; S_u é a resistência não drenada.

A Tabela 4 apresenta os valores do fator tempo (T) em função da porcentagem de dissipação ($1 - u$), para a proposta de Houlsby e Teh (1988). A solução é função da posição do elemento poroso no piezocone para três localizações: na face (u_1), base do cone (u_2) ou fuste do cone (u_3). A medida de u_2 na base do cone é a padronizada e mais utilizada para a interpretação dos resultados de dissipação.

Tabela 4 - Fator tempo

1 - U (%)	Vértice do cone	Face do cone (u_1)	Base do cone (u_2)	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,154	0,226	0,439	1,650	2,140
70	0,345	0,463	0,804	2,430	3,240
80	0,829	1,040	1,600	4,100	5,240

Fonte: Houlsby e Teh (1988).

A determinação de c_h é descrita por Schnaid e Odebrecht (2012) como comparação entre a variação do excesso de poropressões e a pressão hidrostática, e o procedimento de cálculo se dá por:

- Calcular a diferença entre a poropressão no início da dissipação (u_i) e a poropressão hidrostática (u_0);
- Calcular a porcentagem de dissipação com a equação (10) e, a partir da curva experimental, determinar o tempo real para ocorrer 50% da dissipação (t_{50});
- Obter valor de T^* da Tabela 4 de Houlsby e Teh (1988) e calcular c_h por meio da equação (8).

$$u_{50\%} = (u_i - u_0) / 2 \quad (10)$$

Segundo Almeida e Marques (2010) para efeito de cálculo da velocidade de adensamento e comparação com valores de coeficientes c_v medidos nos ensaios de adensamento oedométrico na condição normalmente adensada $c_v (NA)$, deve-se converter o valor de c_h medido no ensaio de piezocone no valor correspondente, dado pela equação (11):

$$c_h(NA) = (RR/CR)c_h(\text{Piezocone}) \quad (11)$$

A razão RR/CR varia na faixa de 0,13 e 0,15, segundo Jamiolkowski et al. (1985).

O conhecimento do coeficiente de adensamento horizontal $c_h (NA)$, permite, através de correlações, determinar o valor do coeficiente de adensamento vertical $c_v (NA)$, por meio da equação (12):

$$c_v(NA) = (k_v/k_h)c_h(NA) \quad (12)$$

A razão da anisotropia de permeabilidade vertical e horizontal (k_v/k_h) é apresentada na Tabela 5.

Tabela 5 - Razão de permeabilidade em argilas

Natureza da argila	kh/kv
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

Fonte: Jamiolkowski et al. (1985).

2.3.1.3 Ensaio de palheta de campo

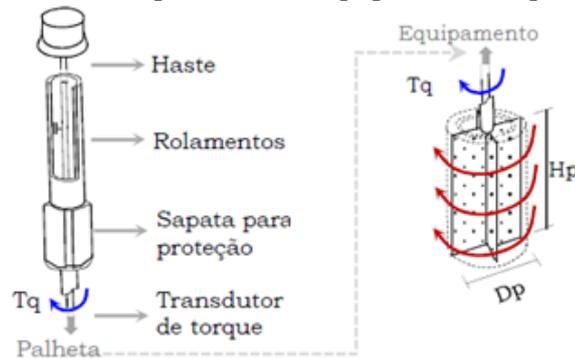
O ensaio de palheta é realizado em solos argilosos para medida de resistência não-drenada, e consiste na inserção de uma palheta cruciforme no solo à profundidades determinadas. Após a cravação da palheta, esta é rotacionada a uma velocidade de 6°/min. O torque necessário para realizar esta rotação é diretamente relacionado a resistência mobilizada. A resistência não drenada das argilas é obtida pela equação (13):

$$S_u = (0,86 \times T) / (\pi \times D^3) \quad (13)$$

Onde: T é o torque máximo [kN.m]; D é o diâmetro da palheta [m].

A Figura 6 demonstra as componentes do equipamento de palheta, bem como as dimensões da mesma consideradas.

Figura 6 - Componentes do equipamento de palheta.



Fonte: Grando (2018)

A equação (13) também é usada para o cálculo da resistência amolgada da argila S_{ua} que consiste em, depois de atingido o torque máximo, girar a palheta em 10 revoluções completas, de forma a amolgar o solo e, posteriormente, proceder à medida da resistência amolgada. O intervalo de tempo entre as duas fases do ensaio deve ser inferior a 5 minutos Almeida e Marques (2010).

Embora o ensaio de palheta possa ser executado em argilas com resistências de até 200 kPa, a palheta especificada na Norma Brasileira apresenta desempenho satisfatório em argilas com resistências inferiores a 50 kPa. Schnaid e Odebrecht (2012) citaram algumas recomendações de natureza prática para definir a aplicabilidade do ensaio. Indicando que os solos tenham:

- a) N_{spt} menor ou igual a dois, e corresponde a resistência de penetração (q_c) menor ou igual a 1000 kPa;
- b) Matriz predominantemente argilosa;
- c) Ausência de lentes de areia (definida por ensaios de penetração).

2.3.2 Ensaios de laboratório

Durante a fase de investigação do terreno, é frequente a ocorrência de problemas não previstos, como erros nas leituras ou execução dos ensaios, por isso, é comum a adoção de

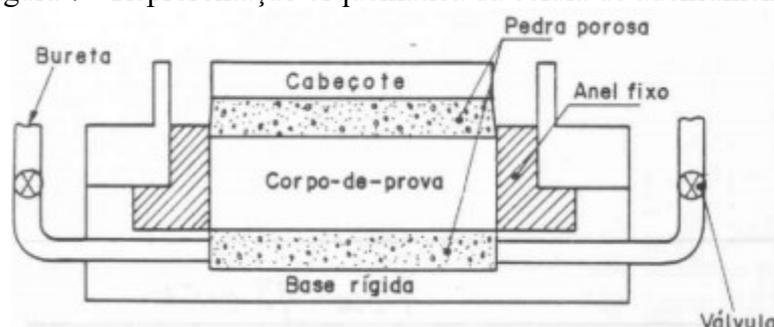
campanha de investigações específicas, englobando coleta de amostras indeformadas e ensaios de laboratório. Um dos ensaios de laboratório mais utilizados é o ensaio de adensamento oedométrico, por isso, será descrito no tópico a seguir.

2.3.2.1 Ensaio de adensamento oedométrico

A NBR 12007 (1990) define o objetivo do ensaio de adensamento ou oedométrico como a determinação das propriedades de adensamento do solo, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações, quando o solo é lateralmente confinado e axialmente carregado e drenado. Este ensaio é também conhecido por ensaio de compressão confinada, devido à restrição lateral imposta pelo anel metálico que envolve o corpo de prova.

A Figura 7 representa um modelo físico do ensaio de adensamento, onde uma amostra de solo totalmente saturado e de baixa permeabilidade, que será submetida a estágios de compressão.

Figura 7 - Representação esquemática da célula de adensamento.



Fonte: Ortigão e Collet (1986)

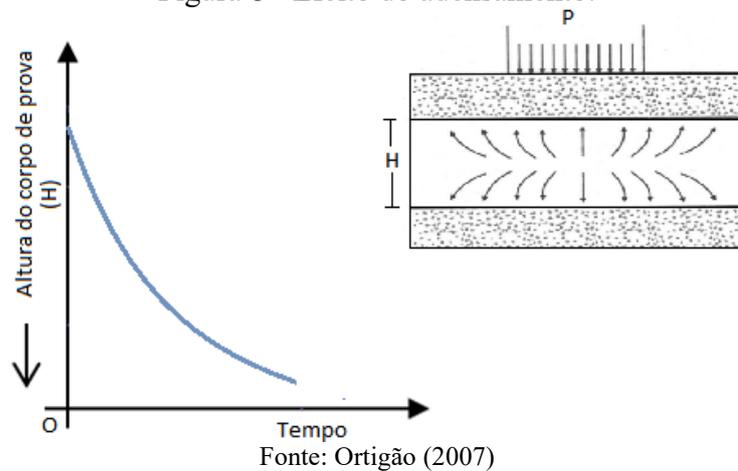
O ensaio representa o comportamento do solo quando carregado verticalmente, simulando o fenômeno da compressão que acontece em campo com as cargas dos aterros. Segundo Ortigão (2007) são impostas as condições de confinamento e feitas aplicações de incrementos de carga e as leituras da deformação são realizadas ao passo de tempos determinados. O adensamento, ou variação volumétrica, se dá pela expulsão da água e gases dos vazios da amostra pelas pedras porosas, como é possível identificar na Figura 8.

Schnaid e Odebrecht (2012) destacaram a obtenção da tensão de pré-adensamento no ensaio, que é o parâmetro que delimita se as deformações provenientes do carregamento aplicado serão pequenas (casos pré-adensados) ou mais pronunciadas (casos normalmente adensados). O autor comenta que se o material for carregado abaixo da tensão de pré-

adensamento as deformações serão pequenas e de grande parte reversíveis, enquanto no caso contrário as deformações serão plásticas, irreversíveis e de magnitude considerável.

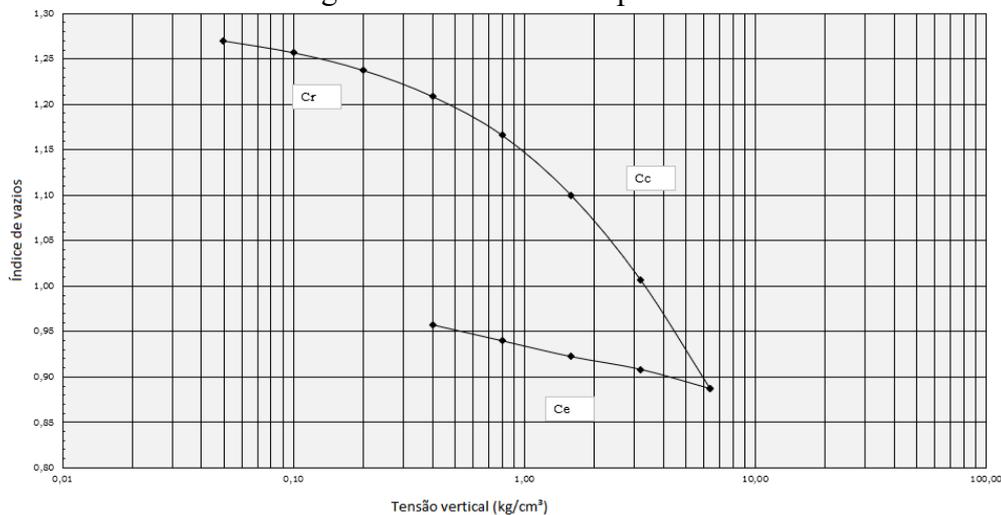
A Figura 8 apresenta o efeito do adensamento na amostra indeformada, onde a pressão representada por “P” é aplicada verticalmente, fazendo com que haja um fluxo de água sobre as pedras porosas. O gráfico representa a redução da altura do corpo de prova com o passar do tempo.

Figura 8 - Efeito do adensamento.



Os índices de compressibilidade, de compressão C_c e recompressão C_r , são utilizados para a previsão de magnitude dos recalques unidimensionais devido o adensamento, e obtidos a partir da curva de compressão, que relaciona a tensão vertical com índice de vazios. O resultado gráfico típico do ensaio é mostrado na Figura 9.

Figura 9 - Curva de Compressão.



Os índices podem ser calculados pelas equações (14) e (15). Obtém-se também a razão de compressibilidade, pela equação (16):

$$C_c = C_r = (e_0 + e_f) / \log(p_1 / p_2) \quad (14)$$

$$C_c = C_r = C_c / (1 - e_0) \quad (15)$$

$$C_r / C_c = RR / CR \quad (16)$$

Onde: e é o índice de vazios; p é a tensão vertical aplicada.

Almeida e Marques (2010) mencionaram que o ensaio de adensamento oedométrico é essencial para estimar a magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo. Através do ensaio, obtém-se, o coeficiente de adensamento vertical (c_v), que é um parâmetro necessário para o cálculo do recalque. O coeficiente de adensamento é obtido pelos métodos de Casagrande e Taylor, que serão descritos a seguir.

Para Ortigão (2007), o coeficiente c_v é o fator mais difícil de se determinar corretamente para a utilização da teoria do adensamento pelos dois métodos tradicionais disponíveis para obtê-lo. Ambos métodos foram desenvolvidos a partir do ajuste de curvas de ensaio à teoria do adensamento. Para obtenção dos coeficientes podem ser utilizados os métodos de Taylor e Casagrande, estes podem ser consultados por exemplo em Das (2014).

2.4 ESTIMATIVAS DE RECALQUES

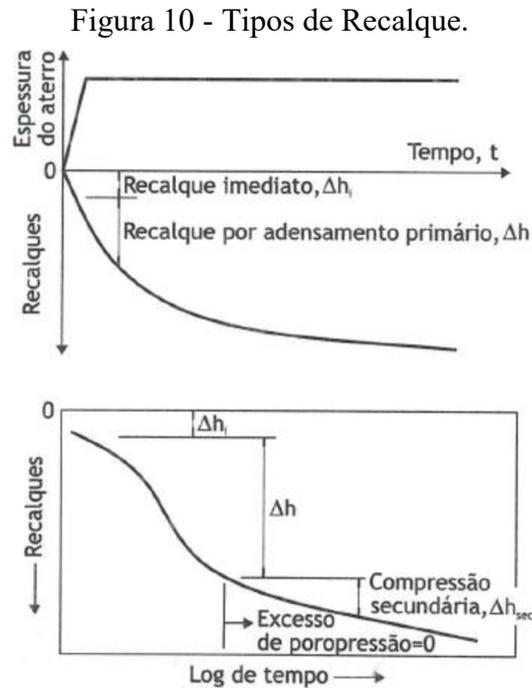
2.4.1 Tipos de recalque

Almeida e Marques (2010) comentaram que de maneira geral, os recalques do solo causados por carregamentos externos podem ser divididos em três categorias: recalque imediato ou elástico (Δh_i), recalque por adensamento primário (Δh) e recalque por compressão secundária (Δh_{sec}). Os recalques são ilustrados na Figura 10.

O recalque total é obtido pela soma das parcelas de recalque, discutidas anteriormente, e de acordo com a equação (17):

$$\Delta h_t = \Delta h_i + \Delta h + \Delta h_{sec} \quad (17)$$

A divisão em três tipos de recalque tem fins exclusivamente didáticos, por facilitar a compreensão dos fenômenos e seu tratamento matemático, pois, na realidade, eles ocorrem no solo de forma simultânea, de acordo com Ortigão (2007).



Fonte: Almeida e Marques (2010)

2.4.2 Recalque elástico

O recalque imediato, causado pela ação de um carregamento instantâneo, sem provocar variação de volume da argila, também pode ser denominado recalque não drenado, elástico ou distorcional. Em argilas, recalque imediato apresenta pequena magnitude ao ser comparado ao recalque por adensamento primário, como explicado por Almeida e Marques (2010).

O recalque elástico tem maior interesse no estudo de solos arenosos e não saturados, pois o fator importante, nesses casos, são as deformações que ocorrem rapidamente no solo (Ortigão, 2007).

2.4.3 Recalque por adensamento primário

O recalque por adensamento primário é o resultado da alteração de volume, em solos coesivos saturados, devido a expulsão da água que preenche os vazios entre as partículas (Das, 2014).

A magnitude do recalque por adensamento primário pode ser calculada a partir da equação 21, tendo como base os coeficientes de adensamento e tensão de pré-adensamento obtidos dos ensaios oedométricos, apresentado no item 2.4.2.1.

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

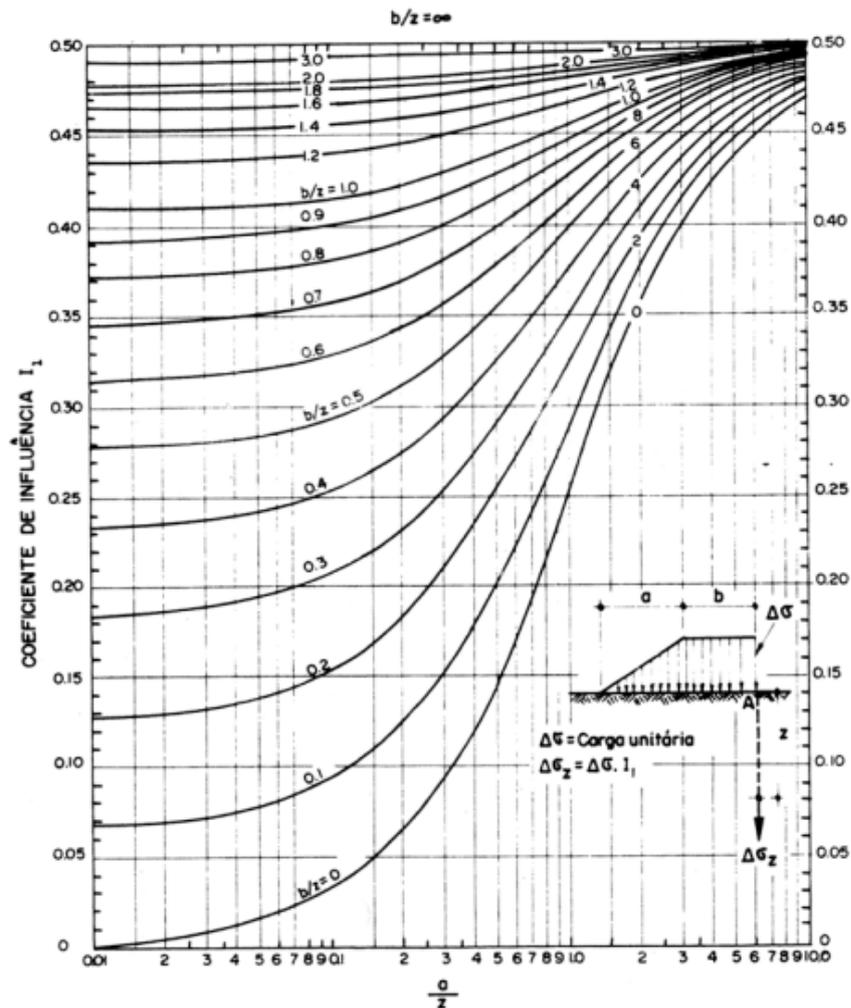
Onde: C_s e C_c são, respectivamente, índices de recompressão e compressão; e_{vo} é o índice de vazios de campo para a profundidade de interesse; $\Delta\sigma_v$ é o acréscimo de tensão devido a carga do aterro [kPa]; σ'_{vm} é a tensão de sobreadensamento ou de pré-adensamento [kPa]; σ'_{vo} é a tensão efetiva vertical [kPa]; h_{arg} é a altura da camada argilosa.

O acréscimo de tensão ($\Delta\sigma_v$) pode ser obtido através de soluções teóricas que definem fatores de influência para contabilizar a atenuação das cargas com a profundidade. A Figura 11 apresenta o ábaco de Osterberg para cálculo do fator de influência em carregamento trapezoidal. Com base na determinação do fator de influência o incremento de carga que chega a camada de argila mole pode ser calculado pela equação (19):

$$\Delta\sigma_v = I \times (\gamma_{at} \times h_{at}) \quad (19)$$

Onde: I é o fator de influência fornecido pelo Ábaco de Osterberg; γ_{at} é o peso específico do aterro [kN/m³]; h_{at} é a altura do aterro [m];

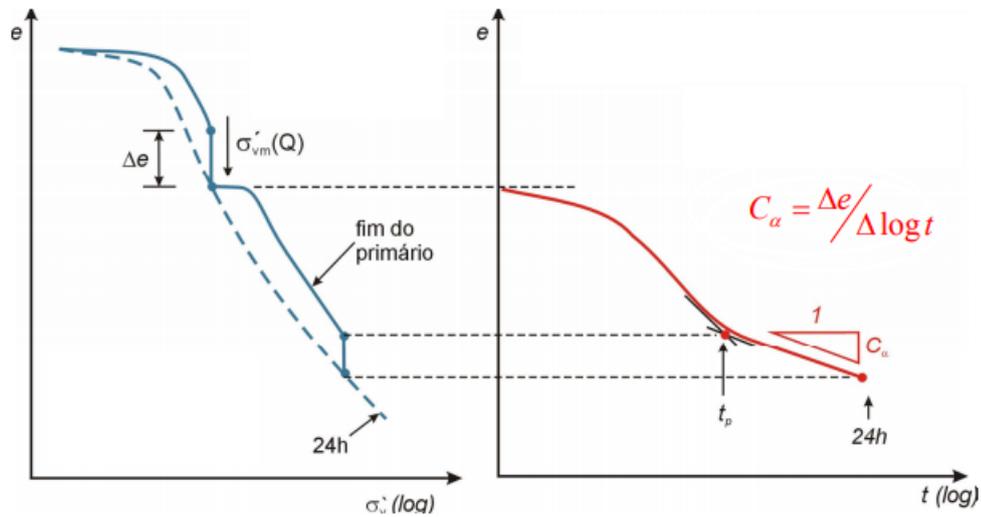
Figura 11 - Fator de influência para carregamento trapezoidal.



2.4.4 Recalque por compressão secundária

Finalizado o adensamento primário isto é, após a dissipação total das poropressões, as deformações restantes que se manifestam são devido ao ajuste do tecido ou esqueleto do solo. A esta fase dá-se o nome de compressão secundária, de acordo com Das (2007), como apresentado na Figura 12.

Figura 12 - Quantificação do adensamento secundário.

a) Relação e x σ'_v b) Relação e x t

Fonte: Almeida e Marques (2014)

Segundo Almeida e Marques (2014) o recalque por compressão secundária pode ser calculado pela equação (20):

$$\Delta h_{sec} = [C_\alpha \times h_{arg} \times \log(t/t_p)] / (1 + e_{v0}) \quad (20)$$

Onde: e_{v0} é o índice de vazios em campo para a profundidade de investigação.

O recalque secundário não será avaliado no presente trabalho.

2.5 TEORIAS DO ADENSAMENTO

De acordo com Ortigão (2007), pode-se definir o adensamento por um processo gradual de redução de volume de um solo saturado de baixa permeabilidade, devido a drenagem da água de seus vazios. Neste processo, ocorre simultaneamente compressão do esqueleto sólido do solo e a expulsão da água dos vazios até que o excesso de poropressão provocado pelo carregamento seja totalmente dissipado.

O cálculo do tempo de estabilização dos recalques primários e de sua variação com o tempo é a etapa posterior ao cálculo da magnitude de recalques, ao final do adensamento primário. O cálculo da variação de recalques com o tempo pode ser feito considerando teorias unidimensionais de drenagem, teorias de drenagem radial e ou ainda teorias que englobam os dois efeitos, drenagem radial e vertical combinada.

2.5.1 Teoria do adensamento unidimensional

Segundo Pinto (2006) o cálculo do recalque versus tempo, para casos de drenagem vertical é realizado segundo a teoria de Terzaghi (1936). O estudo deste fenômeno foi desenvolvido através de uma comparação com o modelo hidrodinâmico, que foi posteriormente representado por Taylor (1948), o modelo água-mola.

De acordo com Almeida e Marques (2010) a teoria do adensamento de uma camada de solo compressível considerando-se o fluxo de água puramente vertical, ou seja, unidimensional de Terzaghi é descrita pelas equações (21) e (22):

$$\partial u / \partial t = c_v \times (\partial^2 u / \partial z^2) \quad (21)$$

$$c_v = [k / (\rho_w \times g)] \times [(1 + e_0) / a_v] \quad (22)$$

Onde: k_v é o coeficiente de permeabilidade vertical [cm/s]; c_v é o coeficiente de adensamento vertical [cm²/s]; e_0 é o índice de vazios do solo natural [adimensional]; a_v é o coeficiente de compressibilidade [cm²/kg].

Almeida e Marques (2014) apontaram que para a escolha do c_v sejam utilizados coeficientes de adensamento vertical obtidos no ensaio de adensamento, e campo por meio do piezocone, para uma boa estimativa de variação de recalque com o tempo.

A equação (22) pode ser resolvida analítica ou numericamente de acordo com as condições de contorno do problema.

Pinto (2006) apresentou uma equação para a porcentagem média de adensamento para a teoria de Terzaghi, dado pela equação (23) e auxílio da equação (24):

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \times e^{-M^2 T} \quad (23)$$

$$M = (\pi / 2) \times (2m + 1) \quad (24)$$

O fator tempo T_v , do qual é calculado em função do coeficiente de adensamento vertical c_v e da distância de drenagem (H_d) por meio da equação (25):

$$T_v = (C_v \times t) / (H_d^2) \quad (25)$$

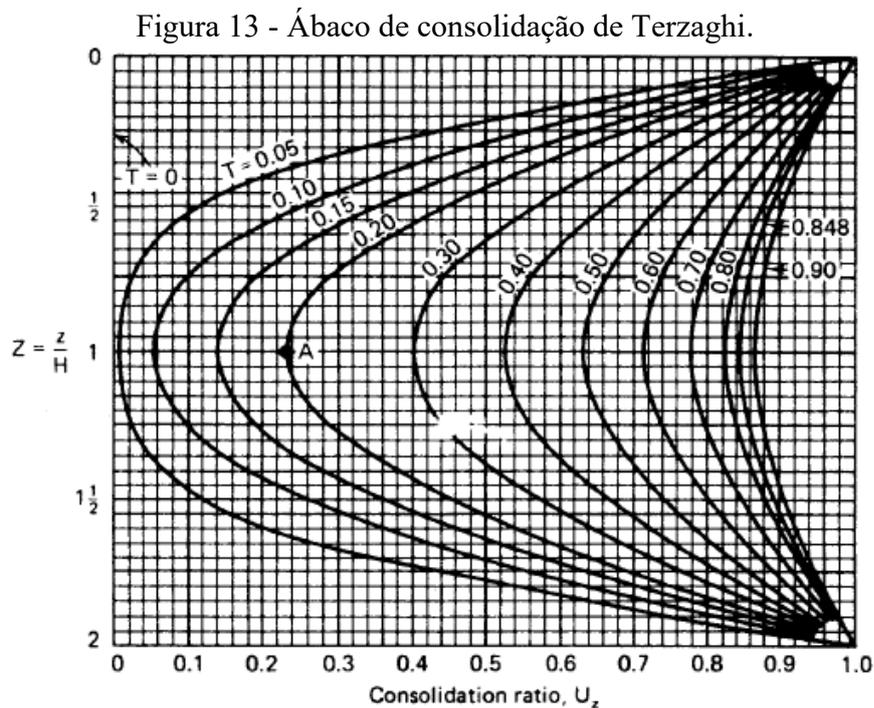
A distância de drenagem (H_d) é igual à espessura da camada de argila (h_{arg}) no caso de drenagem em apenas uma face e igual a metade do valor de h_{arg} caso haja drenagem nas duas faces.

Almeida e Marques (2014) também mencionaram que o fator de tempo T_v pode ser calculado por meio das equações (26) e (27):

$$T_v = \pi/4 \times U_v^2 \rightarrow \text{Para: } 0\% < U_v < 52\% \quad (26)$$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \times \log(100 - U_v(\%)) \rightarrow \text{Para: } U_v > 52\% \quad (27)$$

A solução da equação (25) para diferentes profundidades de drenagem em ambas as faces é apresentada graficamente na Figura 13. Nela, observa-se a pressão neutra ao longo da espessura em períodos determinados após o carregamento, através das curvas (isócronas) correspondentes a diversos valores de T_v relacionados a U_v .



Fonte: Holtz e Kovacs (1981)

O cálculo do recalque em um determinado tempo t ($\Delta h(t)$) é realizado multiplicando-se o recalque por adensamento primário (Δh) pela porcentagem média de adensamento vertical U_v , calculado pela Teoria de Terzaghi, segundo Almeida e Marques (2010), por meio da equação (28):

$$\Delta h(t) = \Delta h \times U_v \quad (28)$$

Onde: U_v é a porcentagem média de adensamento vertical, que, segundo Holtz e Kovacs (1981), pode ser calculada à partir de um certo tempo t e à qualquer profundidade de consolidação, pela equação (29) ao considerar os índices de vazios (e):

$$U_v = (e_1 - e) / (e_1 - e_2) \quad (29)$$

2.5.2 Teoria do adensamento puramente radial

Esta teoria foi desenvolvida por Barron (1948), que desconsiderou a drenagem vertical. Neste caso o adensamento é unidimensional, porém com fluxo radial e que segundo Almeida e Marques (2010) é designada exclusivamente para drenos verticais, para a condição de deformações verticais iguais (*equal strain*). Neste caso a variação de poropressão pode ser determinada pela equação 33.

$$\partial u / \partial t = c_h \left[(1/r) \times (\partial u / \partial r) + (\partial^2 u / \partial r^2) \right] \quad (30)$$

Onde: c_v é o coeficiente de adensamento horizontal, que conforme Almeida e Marques (2010) pode ser definido a partir de ensaios de laboratório e campo, r é a distância radial medida do centro de drenagem até o ponto considerado, conforme a Figura 14.

Através da teoria de adensamento radial obtém-se o grau de adensamento médio da camada U_h , por meio das equações (31), (32), (33) e (34):

$$U_h = 1 - e^{-[(8 \times T_h) / F(n)]} \quad (31)$$

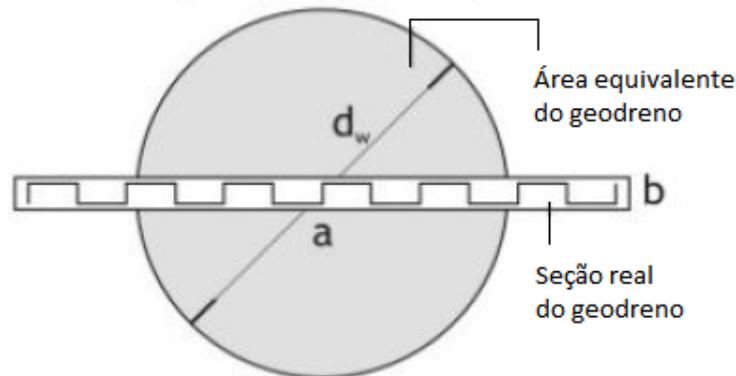
$$T_h = (c_h \times t) / d_e^2 \quad (32)$$

$$F(n) = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \right] \ln(n) - \left[\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right] \cong \ln(n) - 0,75 \quad (33)$$

$$n = d_e / d_w \quad (34)$$

Onde: d_e é o diâmetro de influência, ou seja, o diâmetro que o geodreno atua na consolidação; d_w é o diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular, T_h o fator de tempo para a drenagem horizontal, e $F(n)$ é uma função da densidade de drenos.

Figura 14 - Seção de um geodreno.



Fonte: Almeida e Marques (2014)

Barron (1948) também resolveu a equação para deformações verticais livres (*free strain*). Neste caso, na superfície do cilindro de influência de um dreno são permitidas deformações verticais livres à medida que o adensamento se desenvolve. Essa solução é apresentada em termos de funções de Bessel e, para valores de $n > 5$ (caso dos geodrenos), as duas soluções são muito próximas. Por essa razão, a solução para condição *equal strain* é, em geral, utilizada pela sua simplicidade (Almeida e Marques 2010).

2.5.3 Teoria de adensamento combinado

A teoria foi desenvolvida por Carrillo (1942) que, basicamente, leva em conta o adensamento com fluxo radial plano e fluxo linear vertical. De acordo com Almeida e Marques (2010) a teoria é comumente utilizada em projetos com utilização de drenos verticais e camadas de argila menores que 10 metros. Além disto a teoria tenta resolver a equação do adensamento tridimensional 3D desenvolvida para drenos de formato cilíndrico, dada por meio da equação (35):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[\left(\frac{1}{r} \right) \times \left(\frac{\partial u}{\partial r} \right) + \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \right] + \left[c_v \times \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \right] \quad (35)$$

Desta forma, o grau de adensamento médio U_{vh} é encontrado através da equação apresentada por Terzaghi (1943), equação (36):

$$(1 - U_{vh}) = (1 - U_v) \times (1 - U_h) \quad (36)$$

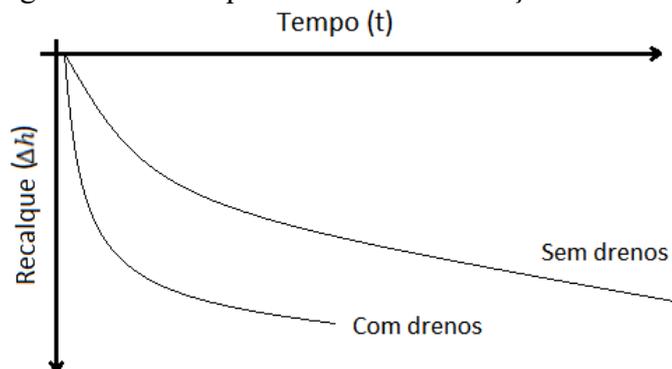
Onde: U_{vh} é a porcentagem média de adensamento, devido a drenagem combinada vertical e horizontal, U_v a porcentagem média de adensamento devido a drenagem vertical e U_h a porcentagem média de adensamento devido a drenagem radial.

2.6 ACELERAÇÃO DE RECALQUES

Como discutido anteriormente, para acelerar o tempo de consolidação, o emprego da técnica executiva de aplicação de carga temporária combinada com drenos verticais é comumente utilizado nas obras rodoviárias, pois auxiliam o cronograma da obra. Neste sentido, Pinto (2006) observa que quando utilizados drenos verticais combinados com sobrecarga os recalques se desenvolvem mais rápido, pois as distâncias de percolação do fluxo da água passam a ser menores. Também, em muitos casos o tempo ainda pode ser acelerado quando há uma tendência do coeficiente de permeabilidade horizontal (k_h) ser maior que o coeficiente de permeabilidade na direção vertical (k_v).

A Figura 15 representa um gráfico do recalque em função do tempo e utilização ou não dos geodrenos. Nela, destaca-se que, ao usar os geodrenos, o tempo necessário para se alcançar uma mesma magnitude de recalque é menor.

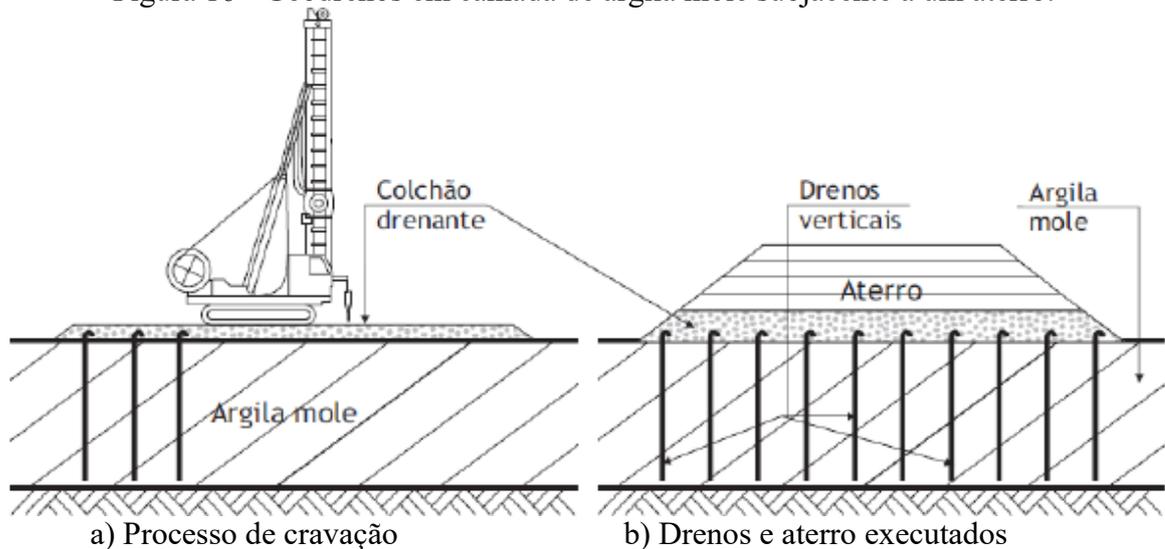
Figura 15 - Recalques com e sem utilização de drenos.



Fonte: Adaptada de Almeida e Marques (2014)

Almeida e Marques (2010) comentaram que é necessário a adoção de um tapete drenante na superfície, o qual deve ter espessura e declividade suficiente para a coleta da água transportada através dos drenos, conforme representado na Figura 16.

Figura 16 - Geodrenos em camada de argila mole subjacente a um aterro.



Fonte: Almeida e Marques (2014)

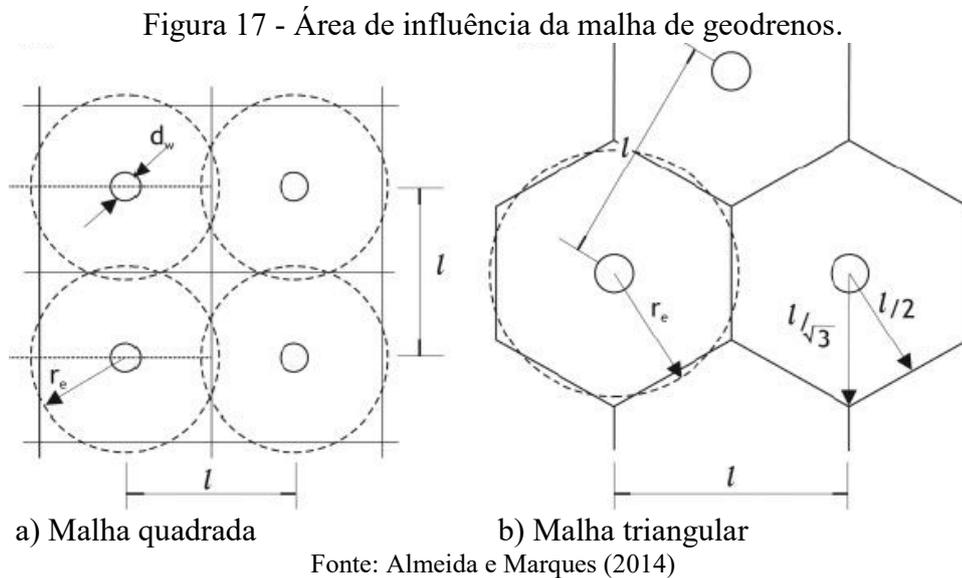
2.6.1 Dimensionamento de geodrenos

De acordo com Massad (2010) atualmente empregam-se os drenos fibroquímicos ou de plásticos, que tem o formato de fitas, com seção transversal retangular, de aproximadamente $100 \times 3 \text{ mm}^2$. No interior das fitas existem canais para o escoamento da água, que correspondem a mais de 70% da área da sua seção transversal do geodreno. A instalação das tiras requer o emprego de equipamentos especiais, de grande produção, pois o espaçamento entre drenos costuma ser pequeno. Segundo o autor, observações de obras mostram que os drenos fibroquímicos apresentam desempenho equivalente a drenos de areia com 18 cm de diâmetro.

2.6.1.1 Diâmetro de influência e diâmetro equivalente do geodreno

Segundo Almeida e Marques (2014), os drenos verticais podem ser instalados em disposições de malhas quadradas ou triangulares de lado igual a l , como pode ser observado na

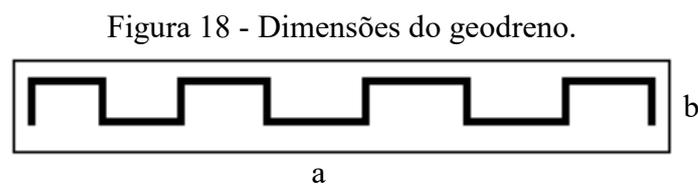
Figura 17. Os autores destacam as equações do diâmetro de influência de uma malha quadrada e triangular, respectivamente equações (37) e (38):



$$d_e = 1,13l \rightarrow \text{quadrada} \quad (37)$$

$$d_e = 1,05l \rightarrow \text{triangular} \quad (38)$$

A Figura 18 representa a seção transversal típica de um geodreno.



Como os geodrenos tem formato retangular e as dimensões a e b são da ordem de 10 e 0,5 cm, respectivamente, os métodos de verificação costumam adotar um diâmetro equivalente (d_w), que segundo Almeida e Marques (2014), pode ser obtido através das equações (39) e (40):

$$d_w = [2 \times (a+b)] / \pi \quad (39)$$

$$d_w = (a+b)/2 \quad (40)$$

2.6.1.2 Efeito do amolgamento no desempenho do geodreno

Pinto (2006) observa que a eficácia dos drenos verticais depende muito do processo construtivo, pois quanto maior a perturbação na argila, a região próxima ao dreno passa a ser menos permeável o que dificulta a percolação da água. A perturbação também pode gerar maiores deformações. Este efeito também se aplica para os geodrenos, porém costuma ser de menor magnitude pois o processo de cravação é normalmente hidráulico. Neste caso, o efeito é causado pela âncora ou sapata de ancoragem, e por isso Almeida e Marques (2014) destacam a importância de se escolher a menor área possível para estes dispositivos, além de manter um espaçamento mínimo entre os drenos de 1,5 metros de distância.

A Figura 19 apresenta esquematicamente a área amolgada ao redor de um geodreno. Ao ser considerado o amolgamento, deve-se somar o valor de $F(n)$ o valor de F_s , discutido por Hansbo (1979) *apud* Almeida e Marques (2014) e apresentado pela equação (41):

$$F_s = [(k_h/k'_h) - 1] \ln(d_s/d_w) \quad (41)$$

Onde: d_s é o diâmetro da área amolgada, dado pela equação (42), e d_m é o diâmetro equivalente do mandril de cravação, que segundo Hansbo (1979) *apud* Almeida e Marques (2014) é dado pela equação (43) com as dimensões do mandril retangular de dimensões w e l .

$$d_s = 2 \times d_m \quad (42)$$

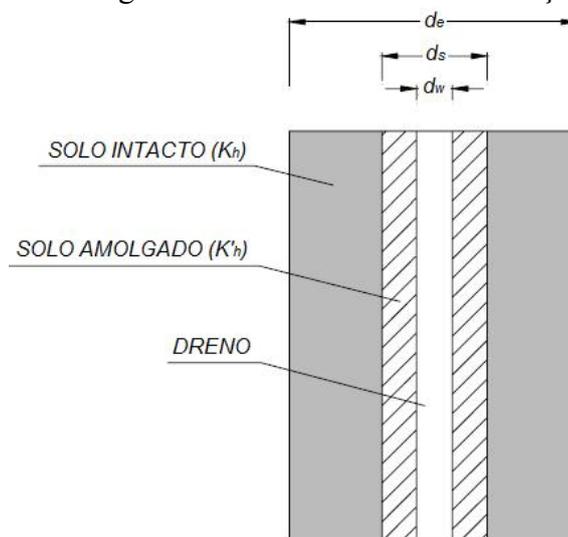
$$d_w = \sqrt{(4/\pi)w \times l} \quad (43)$$

O valor de k'_h , segundo Almeida e Marques (2014), depende de ensaios especiais raramente realizados. Nesse sentido, Hansbo (1981) *apud* Almeida e Marques (2014) recomendou adotar a relação da equação (44):

$$k_h/k'_h = k_h/k_v \quad (44)$$

Onde: k_h é o coeficiente de permeabilidade da zona intacta. Para a zona amolgada é representado pela razão anisotrópica de permeabilidade com os coeficientes k'_h e k'_v .

Figura 19 - Amolgamento do solo devido a instalação do dreno.



Fonte: Adaptada de Hansbo (1979) *apud* Almeida e Marques (2014)

Diversos autores realizaram estudos sobre o efeito do amolgamento, alguns deles encontram-se apresentados em resumo na Tabela 6.

Tabela 6 - Dimensões e permeabilidade para a zona amolgada

Fonte	d_s/d_m	k_h/k'_h	Observações
Barron (1948)	1,6	3	Assumido
Hansbo (1979)	1,3 - 3	-	Baseado na literatura disponível
Hansbo (1981)	1,5	3	Assumido no estudo de caso
Bergado et al. (1991)	2	1*	Ensaio de laboratório e retroanálises de aterros na argila mole de Bancoc
Onoue et al. (1991)	1,6	3	Interpretações de ensaios
Almeida et al. (1993)	1,5 - 2	3 - 6	Baseado na experiência dos autores
Indraratna e Redana (1998)	4 - 5	1,15*	Ensaio de laboratório para argila de Sydney
Hir et al. (2000)	1,6	3	Recomendações para projetos
Xiao (2000)	4	1,3	Ensaio de laboratório para argilas de caulim

* k_h/k'_v . Fonte: Indraratna et al. (2005) *apud* Almeida e Marques (2014).

A literatura indica valores para a relação d_s/d_m entre 1 e 5, com valor médio de 2,3 e que k_h/k'_h varia entre a faixa de 1,0 e 6,0 com valor médio de 2,5.

2.6.1.3 Resistência hidráulica dos geodrenos

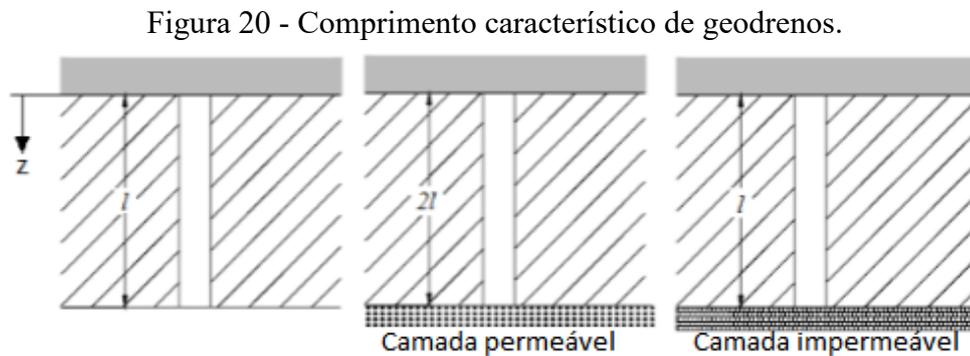
O comprimento dos geodrenos pode influenciar a resistência hidráulica, caso sejam longos e sua capacidade de descarga ou vazão seja relativamente pequena.

Hansbo (1979) *apud* Almeida e Marques (2014) propôs que a resistência hidráulica dos geodrenos (W_q) seja obtida por meio da equação (45):

$$W_q = 2\pi \times (k_h / q_w) \times L^2 \quad (45)$$

Onde: q_w é a capacidade de vazão do geodreno medida em ensaio e L é o comprimento característico do geodreno, definido em função da drenagem das camadas nas extremidades.

Como ilustrado na Figura 20, considera-se L o comprimento de drenagem se a camada subjacente for de material impermeável, como por exemplo rocha sã, e $2 \cdot L$ caso a camada subjacente for permeável.



Fonte: Almeida e Marques (2014)

Para resistências hidráulicas menores que 0,1 Hansbo (1979) *apud* Almeida e Marques (2014) recomendaram acrescentar o valor de $F_{(n)}$ da equação (33), e F_q definido por meio da equação (46):

$$F_q = \pi z (L - z) \times (k_h / q_w) \quad (46)$$

2.6.1.4 Sequência de dimensionamento

O dimensionamento de um sistema de drenos verticais tem como objetivo definir o padrão da malha de cravação e determinar o espaçamento entre os drenos, a fim de obter o grau de adensamento médio da camada desenhada em um tempo aceitável (Almeida e Marques,2014). A sequência é dada por:

1. Definir os parâmetros geotécnicos necessários: c_v , c_h , k_v , k_h/k'_h ;
2. Definir o tipo de malha adotada, quadrada ou triangular, de acordo com as grandezas d_w , d_m , d_s e h_{arg} ;
3. Estimar a capacidade de carga do geodreno para o estado de tensões representativo do caso;
4. Definir o grau de adensamento global médio desejado U para a camada e definir o tempo aceitável (t_{ac}) para obter U ;
5. Definir se a drenagem será considerada radial ou combinada;
6. Definir espaçamento l (tentativa inicial) e calcular d_e ;
7. Calcular T_v pela teoria de Terzaghi e por meio da equação (47), o correspondente U_v para o tempo t_{ac} caso haja adoção de drenagem combinada;
8. Calcular $F_{(n)}$ para o amolgamento F_s e, caso a resistência hidráulica seja relevante, considera-se também F_q ;
9. Calcular U_h em função de U_v . Caso a drenagem seja puramente radial, adota-se $U_h = U$;
10. Com o valor de U_h obtido no passo 9 e de $F_{(n)}$ no passo 8, calcula-se o T_h e pela equação (48) o tempo necessário para se obter o adensamento desejado;
11. Por fim, se $t_{calculado} > t_{ac}$ reduzir l ; usar um padrão triangular não utilizado, ou empregar o geodreno com q_w maior e repetir os passos de 8 a 13 até que $t_{calculado} \leq t_{ac}$.

$$T_v = (\pi/4) \times U_v^2 \quad (47)$$

$$T_h = (c_h \times t_{ac}) / d_e^2 \quad (48)$$

Segundo Almeida e Marques (2014) os espaçamentos típicos de geodrenos variam, em geral, entre 2,5 e 1,5 metros e dependem dos parâmetros do solo e do cronograma da obra.

2.7 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES POR ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (MEF) é um método matemático utilizado para solução de equações de comportamento, considerando o meio contínuo. Com essa consideração os materiais podem ser interpretados pelas leis da mecânica dos sólidos. Com o MEF, os problemas que envolvem meios contínuos, cujas soluções analíticas são muito difíceis, são simplificados em uma malha composta por elementos de geometria simples e de simples resolução. O somatório das equações desses elementos resulta em uma aproximação numérica do meio como um todo (Ely,2008).

A possibilidade de modelagem de geometrias complexas e uso de modelos elasto-plásticos torna as soluções por elementos mais precisas e próximos à situação real. Porém, para isso é necessário que os dados referentes às propriedades do solo a serem inseridas no modelo apresentem qualidade e confiabilidade, (Teixeira,2008). Por isto a integridade das amostras retiradas do solo para análises em laboratório se demonstra tão importante, uma vez que o amolgamento pode provocar variações quanto o comportamento do solo.

Neste contexto, no presente trabalho, duas seções geométricas representativas da obra da duplicação da BR-280 foram modeladas com o método de elementos finitos (MEF) com o objetivo da avaliação das deformações provenientes do processo de consolidação da argila mole.

2.7.1 FERRAMENTA COMPUTACIONAL

O *software* utilizado para verificação das deformações e estabilidade foi o Plaxis 8.6 (*Finite Element Code for Soil and Rock Analysis*), que é um pacote de elementos finitos, desenvolvido para análises de problemas geotécnicos. Uma série de modelos constitutivos está disponível na estrutura do software, e cada modelo exige parâmetros específicos dos materiais para realizar-se as simulações.

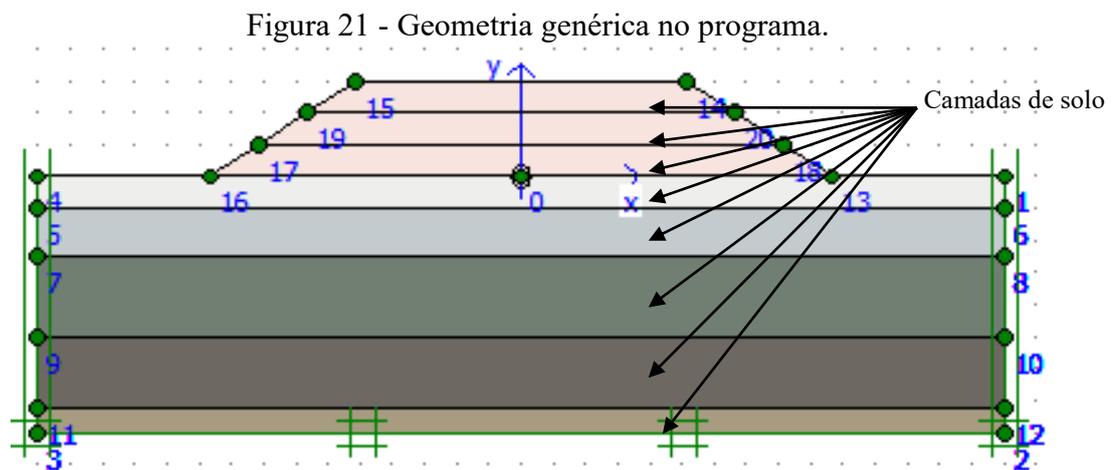
Segundo Dienstmann (2011) as principais características do programa são:

- a) Representação dos materiais por regiões, onde se é gerado automaticamente a malha de elementos finitos, através de elementos triangulares de 6 nós e 3 pontos de tensão ou de 15 nós e 12 pontos de tensão. As deformações são calculadas para cada elemento e as tensões para cada ponto;
- b) Análises estáticas e dinâmicas com base nos comportamentos: drenado, não drenado ou não poroso dos materiais;

- c) Diversidade de modelos constitutivos e condições de carregamento;
- d) Possibilidade de análise em diversas fases do processo construtivo da estrutura.

A estrutura do programa Plaxis está dividida em quatro sub-programas: entrada de dados (*Input*), fase de cálculo (*Calculations*), saída de dados (*Output*) e edição de curvas (*Curves*). Na presente pesquisa utilizou-se apenas das 3 primeiras etapas para a análises.

A inclusão da geometria no programa é feita por meios de pontos com coordenadas e linhas, formando polígonos que contém informações características, como pode ser observado na Figura 21. Esses polígonos recebem ainda subdivisões, compondo a malha de elementos a serem interpretados pelo programa.

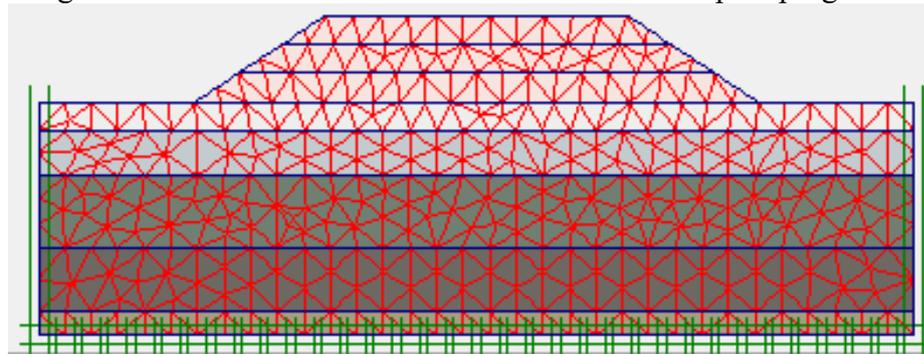


Fonte: autora.

Para a discretização da malha foram empregados elementos triangulares (padrão do programa) com 15 nós e 12 pontos de tensão, apresentado na Figura 22. Ou seja, cada camada de solo é dividida em uma malha de elementos triangulares, onde a deformação é calculada para cada elemento e as tensões para cada ponto (Dienstmann, 2011).

O programa adota como situação inicial as tensões calculadas de acordo com o peso específico, a cota do nível d'água e os demais parâmetros geotécnicos inseridos pelo usuário para as malhas ativadas. Para avaliação das tensões verticais, o programa realiza o cálculo da espessura da camada e relaciona com os respectivos pesos específicos e com o peso específico da água, no caso da presença de nível d'água.

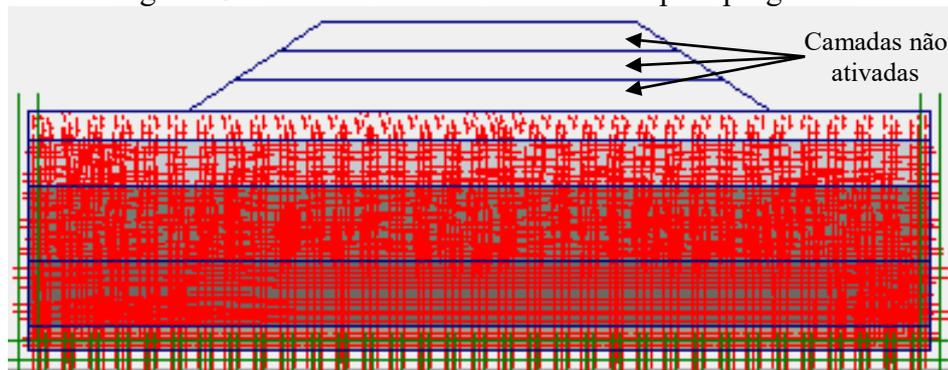
Figura 22 - Malha de elementos finitos considerados pelo programa.



Fonte: autora.

A Figura 23 mostra as tensões efetivas consideradas para uma geometria genérica. As camadas não ativadas indicam as camadas não consideradas na situação inicial e que serão introduzidas em etapas posteriores. O programa calcula também as poropressões da situação inicial com base no nível freático.

Figura 23 - Tensões efetivas consideradas pelo programa.



Fonte: autora.

Na pesquisa em questão, as interpretações requeridas ao programa foram em termos de *Análise de consolidação*, para a qual simula-se a dissipação do excesso de poropressões em função do tempo. Outras análises possíveis são em termos de plastificação, ações dinâmicas ou análise de ruptura (FS).

2.8 MODELOS CONSTITUTIVOS

Visto que os elementos da malha obedecem aos modelos constitutivos pré-definidos e que as regiões são associadas a um conjunto de parâmetros que caracteriza o comportamento tensão-deformação de cada tipo de solo, os modelos constitutivos utilizados na pesquisa foram

escolhidos de acordo com o comportamento esperado para cada material. Os princípios gerais de cada modelo utilizado são descritos nos tópicos a seguir.

2.8.1 Modelo Linear Elástico

O modelo linear elástico baseia-se na Lei de Hooke, difundida na mecânica dos materiais, a qual considera uma relação linear entre a tensão aplicada e a deformação ocasionada.

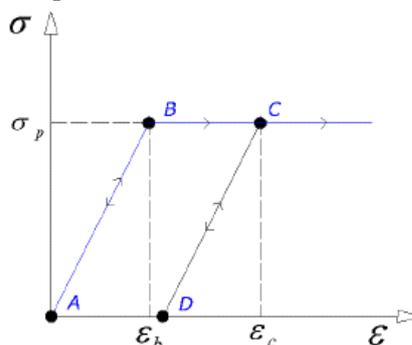
Segundo Das (2014), o modelo linear elástico pode ser aplicado para materiais cujo comportamento é interpretado de forma linear elástica, quando em níveis de baixa tensão. Os parâmetros considerados por este modelo são: peso específico (γ), módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν).

2.8.2 Modelo elastoplástico de Mohr Coulomb

O conceito do modelo Mohr-Coulomb consiste no fato de que a ruptura do solo ocorre quando a tensão de cisalhamento aplicada é igual a resistência ao cisalhamento do solo. O modelo elasto-plástico de Mohr Coulomb considera que o material possui um comportamento elastoplástico perfeito, ou seja, comporta-se de forma elástica até atingir a ruptura (plastificação), sem que ocorra o seu endurecimento ou amolecimento durante a aplicação das tensões (Dienstmann, 2011).

O comportamento elastoplástico perfeito de um material é ilustrado na Figura 24, onde AB e CD correspondem a trechos onde as deformações são recuperáveis e elásticas. ABC ilustra um carregamento, e CD o descarregamento. A partir de B o material atinge a tensão de plastificação e sofre deformações plásticas não recuperáveis.

Figura 24 - Comportamento de um material elastoplástico.



Fonte: Dienstmann (2011)

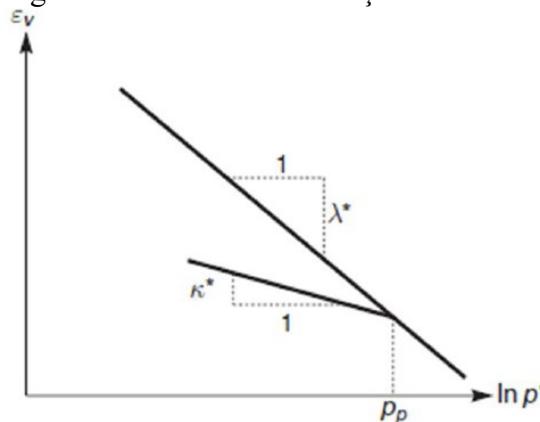
Os parâmetros considerados neste modelo são: coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), coeficiente de Poisson (ν), módulo de elasticidade (E) e peso específico (γ).

O modelo elastoplástico de Mohr Coulumb foi considerado em todas as etapas para os solos granulares da pesquisa, ou seja, para o corpo do aterro e camadas de areias. Além disso, utilizou-se do modelo para as argilas nas análises drenadas e não drenadas.

2.8.3 Modelo Soft Soil

O modelo *Soft Soil* é uma adaptação do modelo *Cam-Clay*, que assume uma relação logarítmica entre a tensão e a deformação do material e possui a característica de modelar o comportamento para solos moles, como consta em PLAXIS (2018). Neste sentido, o comportamento é simulado em termos de carregamento e descarregamento, com base em variações de compressão e expansão, de acordo com parâmetros derivados do adensamento. A Figura 25 ilustra o comportamento analisado pelo programa. A variável p_p indica a tensão de pré-adensamento, e λ^* e κ^* são os índices de compressão e recompressão modificados.

Figura 25 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média.



Fonte: PLAXIS (2018)

Os parâmetros considerados pelo modelo são os índices de compressão e recompressão modificados, (λ^* e κ^*), calculados respectivamente pelas equações (49) e (50). Para definição da resistência são utilizados os parâmetros de resistência efetivos, c' e ϕ' . Ainda, pode-se considerar uma razão de sobreadensamento (OCR), na forma ($\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo}$). Os índices de compressão modificados considerados no programa se relacionam com os índices de compressão utilizados internacionalmente (c_c e c_s), que podem ser adotados como parâmetros

alternativos de entrada do programa. Para complemento das deformações elásticas o programa necessita do coeficiente de Poisson.

$$\lambda^* = c_c / [2,3 \times (1 + e_0)] \quad (49)$$

$$k^* = (2 \times c_s) / [2,3 \times (1 + e_0)] \quad (50)$$

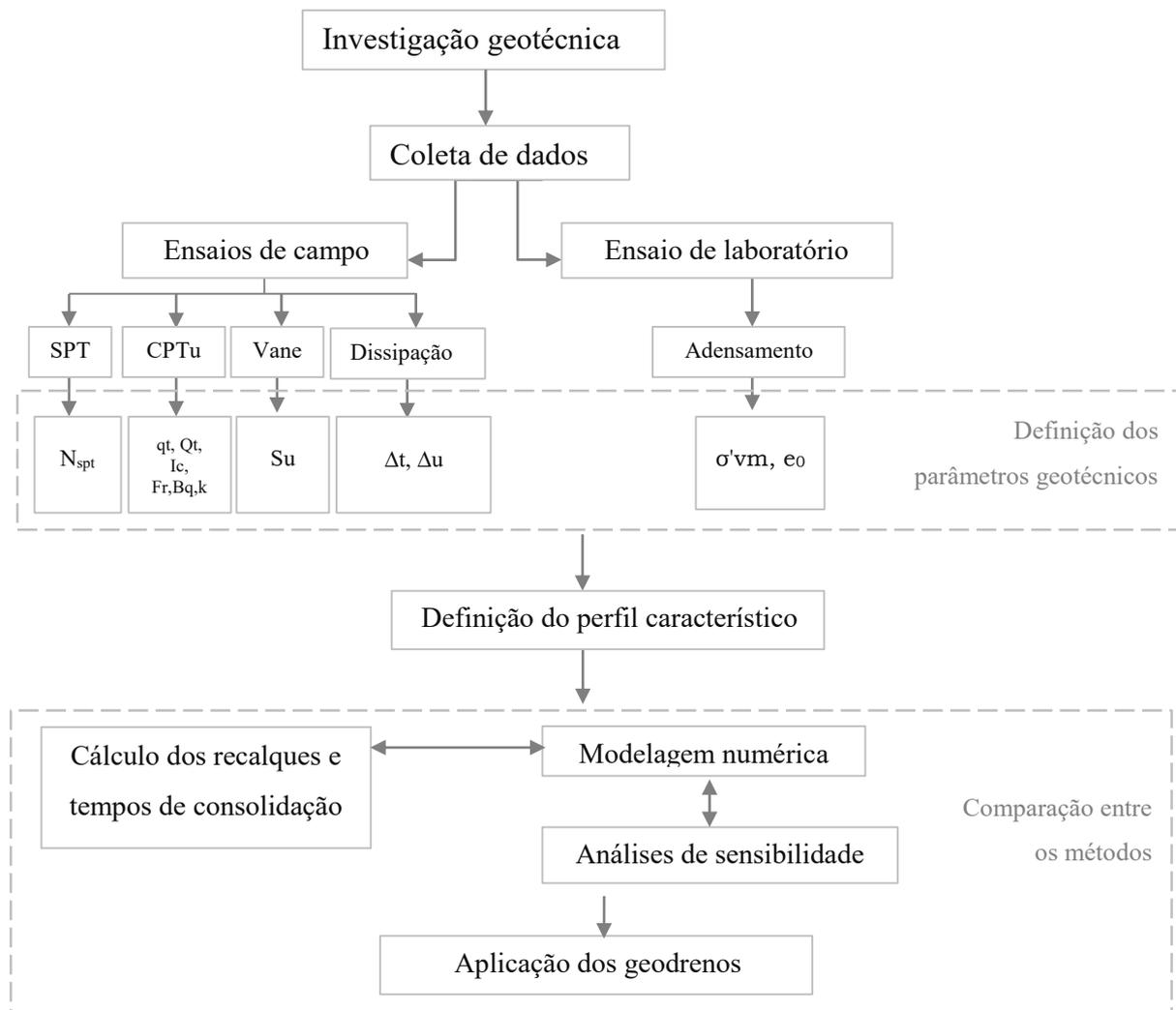
Devido as suas propriedades o modelo *Soft Soil* foi utilizado na pesquisa para as camadas de argila mole.

3 DEFINIÇÃO DOS PERFIS CARACTERÍSTICOS

A metodologia utilizada neste trabalho refere-se a uma análise de dados de solos obtidos em um banco de dados geotécnicos. Foram utilizados dados de ensaios de Sondagem de simples reconhecimento (SPT), Piezocone (CPTu) e ensaio de palheta de campo (FVT), bem como dados de ensaios laboratoriais de adensamento para a interpretação, afim de caracterizar os parâmetros geotécnicos. Após as considerações iniciais foram analisadas condições de adensamento da camada de solo mole, a dimensão dos recalques e os tempos associados.

A Figura 26 apresenta as atividades metodológicas da presente pesquisa.

Figura 26 - Etapas e atividades de pesquisa.



A pesquisa iniciou com a busca de dados da fase de projeto da rodovia, provenientes dos ensaios realizados nas imediações dos dois pontos de investigação. Em seguida os dados foram analisados e com isto foram elaborados os perfis estratigráficos. Logo após, o solo de

cada ponto estudado foi dividido em camadas e assim, definiu-se parâmetros geotécnicos representativos para cada seção. Esses parâmetros foram utilizados nas seções características utilizadas para o cálculo analítico dos recalques e a modelagem numérica em elementos finitos.

Utilizando as seções modeladas no software PLAXIS, realizou-se uma análise de sensibilidade de alguns parâmetros, para verificação da influência da variação de cada parâmetro sobre os resultados de adensamento. A análise de sensibilidade também embasou a obtenção de valores representativos, a saber parâmetros efetivos de resistência (c' e ϕ'), visto a falta de ensaios específicos para obtenção dos mesmos.

Definidas as seções representativas características foram modelados os sistemas de drenagem através da inserção de geodrenos. Os resultados obtidos indicam uma redução no tempo de drenagem de 199 a 272 meses.

No presente capítulo (cap. 3) é apresentada a descrição do perfis característicos obtidos para os pontos PI-01 e PI-02. No cap. 4 serão apresentadas as análises numéricas dos perfis para obtenção de recalques e tempos de recalque.

3.1 ÁREA DE ESTUDOS

O local de estudo é situado em Santa Catarina, num dos trechos de duplicação da BR-280, que possui aproximadamente 20 km de extensão, ligando o município de Araquari ao município de Guaramirim, como pode ser observado na Figura 27. A área estudada compreende 2 pontos de investigação de um trecho de 3 quilômetros de extensão, indicados na Figura 28.

Figura 27 - Mapa com destaque da região do local de estudos.



Fonte: Wikipédia (2019)

Figura 28 - Localização dos pontos de investigação.



Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

As características geológicas do depósito indicaram as litoestratigrafias que se referem a Depósitos Aluvionares e de Colúvios, além de Depósitos de Planície Lagunar. Esse depósito apresenta variação granulométrica com a presença de areia, silte e cascalho, onde na caracterização geomorfológica foi justificada, pois localizam-se em áreas planas, próximas a córregos e áreas de inundação, constituídas por sedimentos subaquosos. Quanto a classificação pedológica da EMBRAPA (2006), o solo se enquadrava na ordem das Neossolos Quartzarênicos ou Areias Quartzosas Marinhas. Porém, de acordo com a presença das camadas que contêm também argila mole, apresentou características hidromórficas e na cor cinza, que pode ser consequência do ambiente dinâmico de proximidade de praias, como é o caso deste depósito, também próximo a um córrego. (Grando, 2018)

A Tabela 7 apresenta as coordenadas no sistema de coordenadas geodésicas UTM dos pontos de investigação.

Tabela 7 - Coordenadas UTM geográficas dos pontos de investigação

Ponto	Km	S	E
PI 01	44 + 780	7072492	709822
PI 02	42 + 551	7072013	172041

3.1.1 Perfil estratigráfico

Para melhor interpretar as características do subsolo em que se dará continuidade à análise, foram discutidos os parâmetros e propriedades obtidos por meio dos ensaios de campo e laboratório.

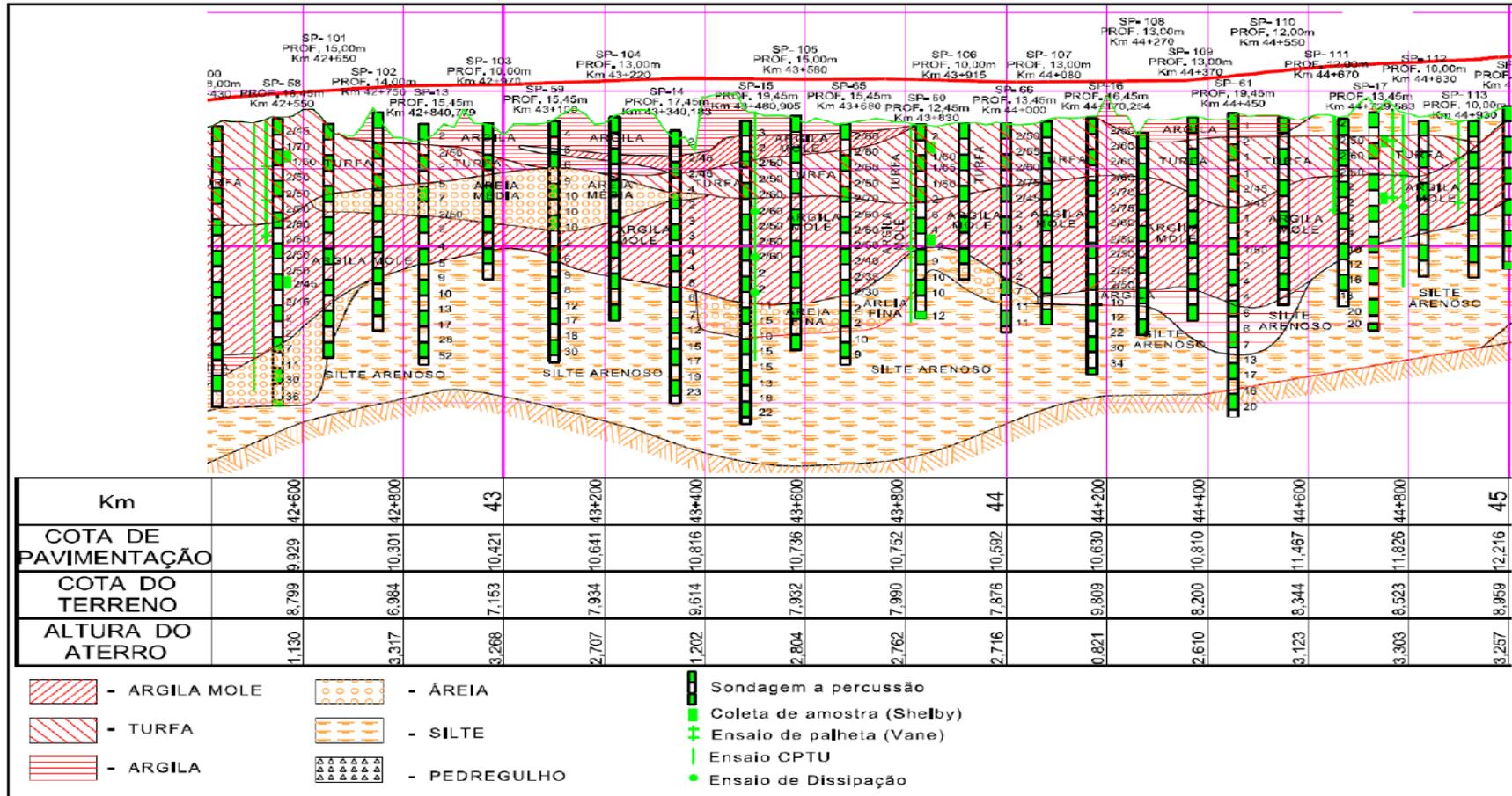
A Tabela 8 apresenta a quantidade de ensaios analisados para cada ponto de investigação.

Tabela 8 - Ensaios de campo e laboratório realizados

PI	SPT	CPTu	Su	Adensamento	Dissipação
PI 01	1	1	2	2	2
PI 02	1	1	3	2	3

A Figura 29 representa um corte do perfil longitudinal do trecho, que é proveniente de resultados dos ensaios executados. Da referida figura pode-se observar um perfil característico composto por camadas de argila de espessura variando de 0 a 18 metros, e N_{spt} de 0 a 4, intercaladas com camadas arenosas de 4 a 24 metros, e N_{spt} variando de 8 a 34. Os pontos de investigação correspondem ao km 42+550 e ao km 44+780

Figura 29 - Perfil Longitudinal.



Fonte: DNIT (2012)

Para interpretação e definição de perfis característicos os resultados dos ensaios executados em cada seção de interesse foram comparados de maneira direta o que levou a construção das Figuras 32 e 33. Nessas Figuras são apresentados:

(a) Resultados do ensaio de piezocone, resistências de ponta corrigida (q_t), excessos de poropressão (u_2) e a pressão hidrostática (u_0).

(b) Atrito lateral f_s e as cotas da extração de testemunhos para o ensaio de adensamento realizado em laboratório;

(c) Representa o gráfico combinado dos índices de classificação numérica material (I_c), determinados por Jefferies e Davies (1993) calculados pela equação (6), e as faixas de separação do material, de acordo com os limites apresentados na Tabela 3 de Jefferies e Been (2006).

(d) A partir dos valores de resistência de ponta corrigido (q_t) e atrito lateral (f_s), apresenta-se o gráfico da razão de atrito (R_f), calculado a partir da equação (1), o incremento de poropressão (B_q), calculado de acordo com a equação (3) e o atrito lateral normalizado (F_r) calculado com a equação (4);

(e) Representa a razão de sobreadensamento (OCR) pontual e médio (\overline{OCR}) calculados pelas equações (58), (59) e (60);

(f) A resistência não drenada de acordo com as leituras do ensaio de CPTu, advindas da equação (54) e pontuais oriundas do ensaio de Palheta, equação (13);

(g) Os gráficos representam o ensaio ou sondagem de simples reconhecimento, apresentando a fração de golpes por centímetros de cravação;

(h) As tensões verticais efetivas e as tensões de sobreadensamento pontuais;

(i) O peso específico estimado a partir dos resultados do CPTu, utilizando a proposta de Robertson e Cabal (2012), a relação é descrita pela equação (7);

(j) e **(k)** Representam as cartas de comportamento normalizado do solo, elaborada por Robertson (1990) dadas pela Figura 5 dos quais são utilizados o incremento de poropressão (B_q) e atrito lateral normalizado (F_r) calculados anteriormente, e a resistência de ponta normalizada (Q_t) por meio da equação (5);

(l) Os gráficos de dissipação do excesso de poropressões de prova com o tempo pelo método de Casagrande ou Logaritmo do tempo;

(m) os gráficos de dissipação do excesso de poropressões de prova com o tempo pelo método de Taylor, ou raiz do tempo.

A ilustração dos gráficos de (a) a (i) foi feita de acordo com a legenda das cores elaboradas por Grando (2018) e apresentadas na Tabela 9, que por convenção identificou as camadas dos solos com mesma classificação de acordo com o Ic de Jefferies e Been (2006). Essa matriz foi inserida nos gráficos das distribuições das variáveis medidas no piezocone para melhor representação das camadas existentes em cada ponto.

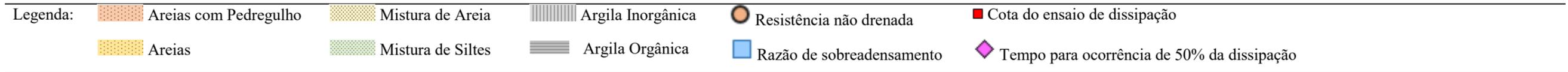
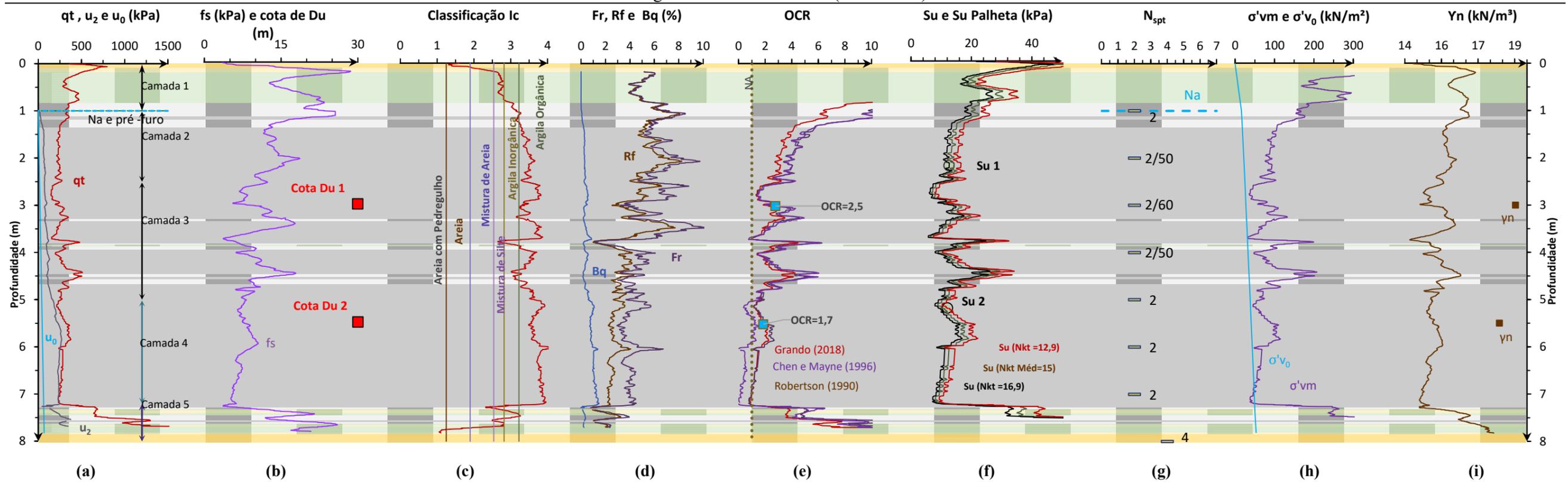
Tabela 9 - Nomenclatura para a convenção das camadas do solo

		Matriz	Classificação			Matriz	Classificação
Maior drenagem			Areias com Pedregulhos	Menor drenagem			Misturas de Silte
			Areias				Argilas Inorgânicas
			Misturas de Areia				Argilas Orgânicas

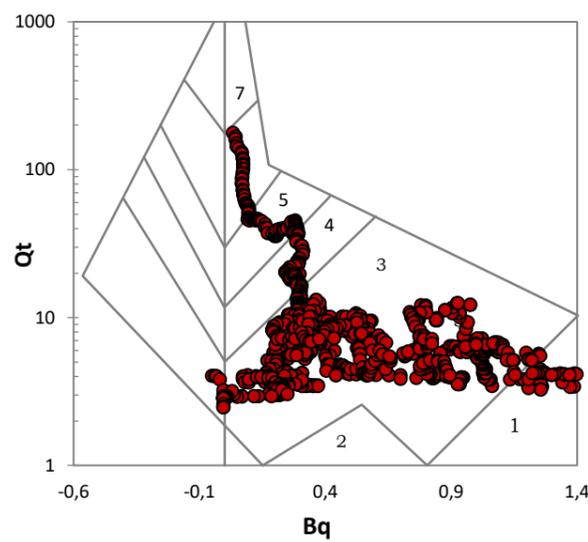
Fonte: Grando (2018).

Nos próximos itens são feitas as descrições dos procedimentos de interpretação e apresentação de parâmetros obtidos.

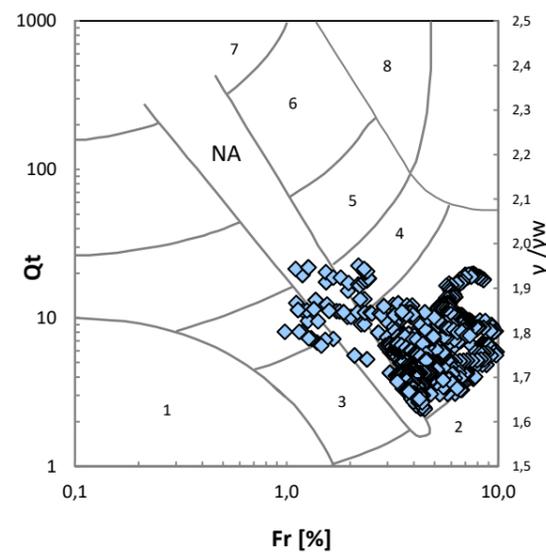
Figura 30 - Perfis do PI 01 (km 44+780).



Classificação dos solos quanto ao comportamento

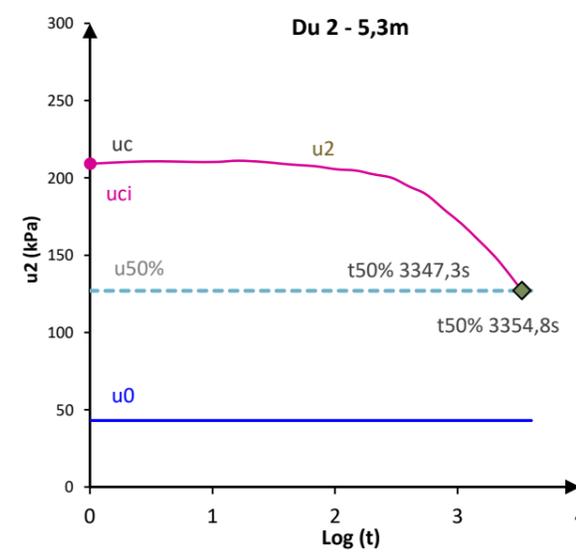


(j)

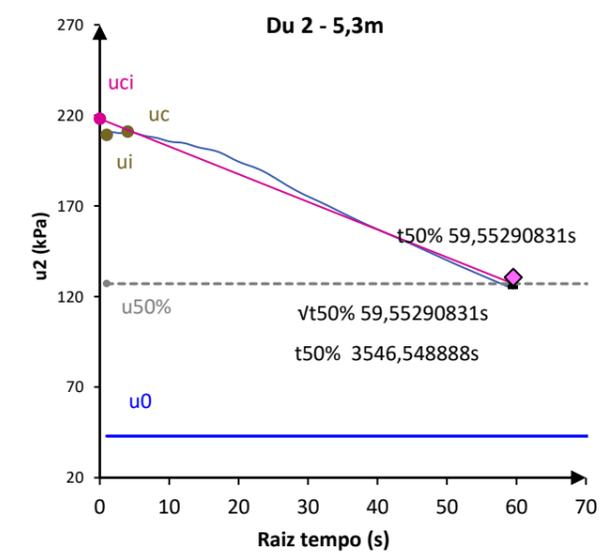


(k)

Dissipação das poropressões



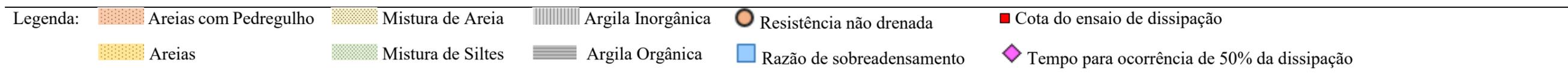
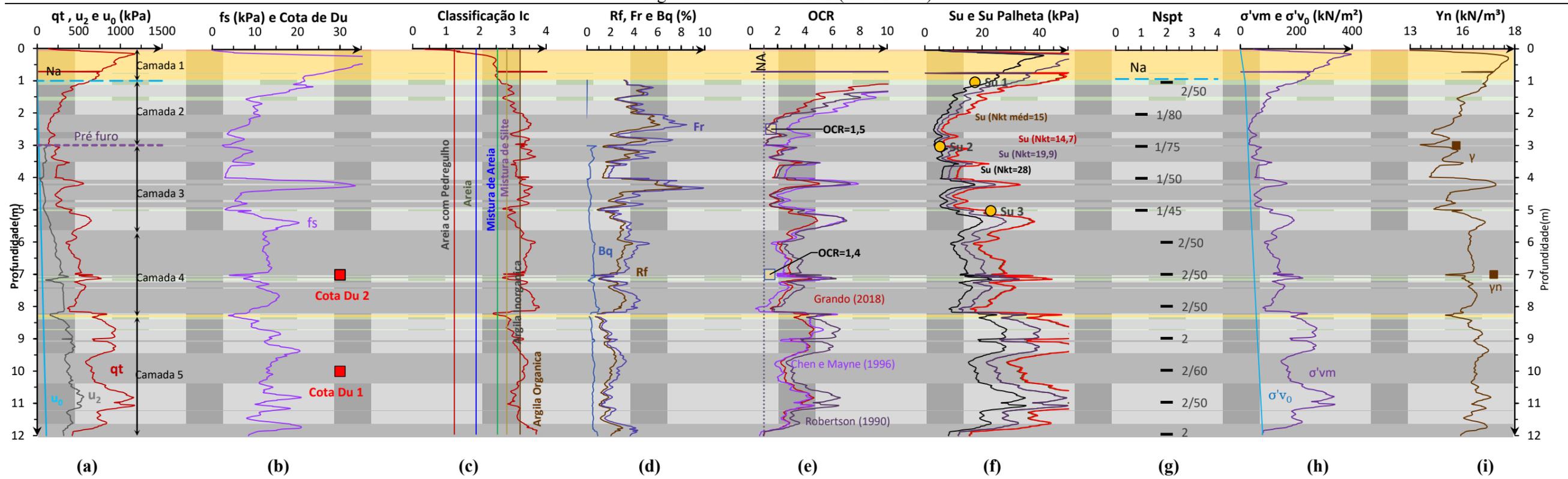
(l)



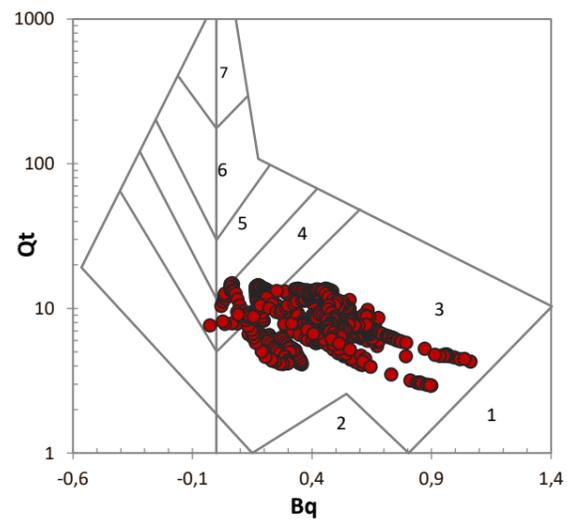
(m)

Fonte: autora.

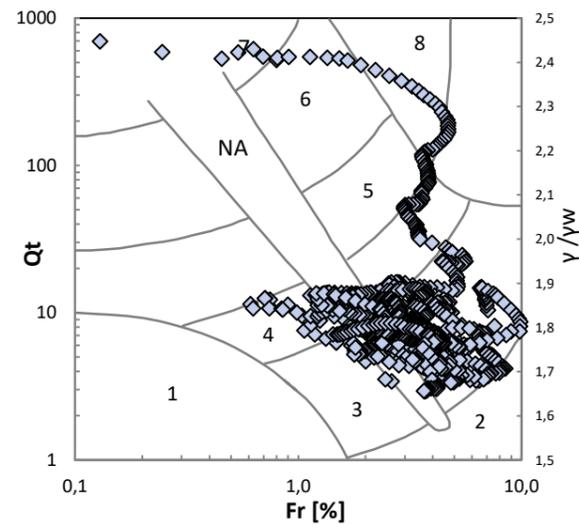
Figura 31 - Perfis do PI 02 (km 42+500).



Classificação dos solos quanto ao comportamento

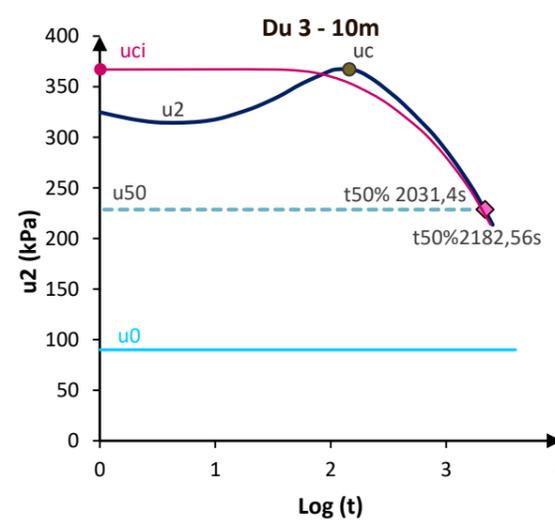


(j)

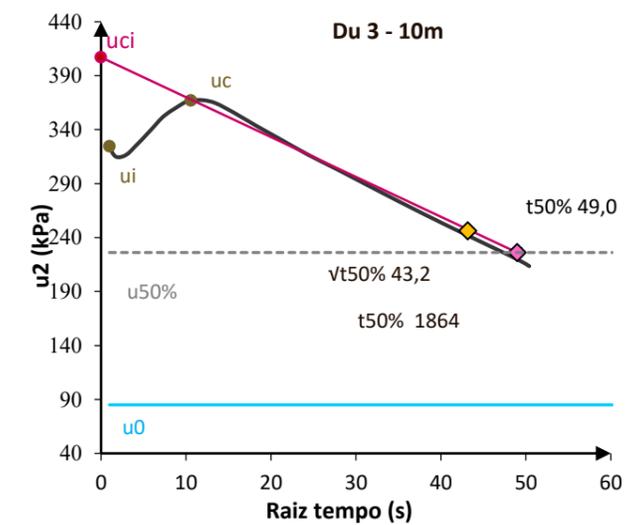


(k)

Dissipação das poropressões



(l)



(m)

Fonte: autora.

3.1.2 Análise dos ensaios realizados e estimativas dos parâmetros

3.1.2.1 SPT

Um perfil longitudinal da região de análise construído com base em sondagens SPT foi disponibilizado pelo DNIT. Neste perfil observa-se que as características tátil-visuais foram descritas para amostras coletadas a cada metro, conforme o procedimento de ensaio. Para divisão em camadas, foram utilizadas as cotas indicadas no ensaio, a descrição do solo e o número de golpes. A interpretação básica dos ensaios SPT pode ser visualizada nas Figuras (31, 32 e 33). Observa-se destas que o ensaio se demonstrou importante principalmente para a verificação da heterogeneidade entre os pontos de investigação da pesquisa, e identificação das camadas de argila mole e turfás, caracterizadas por valores de N_{spt} fracionários ou na ordem de 2.

Para o PI 01, os números de golpes (N_{spt}) nas turfás oscilaram entre 2/60 e 2/50 (camadas entre 2m e 4m de profundidade). Nas demais porções argilosas esses números oscilaram entre 2 e 4 e estão distribuídos nas classes muito mole, mole e média.

Para o PI 02, nas turfás (classificação tátil visual) oscilaram entre 1/80 e 1/45 (camadas entre 1 m e 3,8m de profundidade). Nas demais porções argilosas (classificação pela consistência) esses números oscilaram entre 2/60 e 2 estão distribuídos na classe muito mole.

O ensaio SPT, entretanto, possui pouca sensibilidade quanto as mudanças de comportamento quando o solo possui baixa resistência mecânica, principalmente com valores de N_{spt} menores que 5. Nesta faixa, a aplicação de correlações não é recomendada por diversos autores. Assim, nesta pesquisa, buscou-se retirar os parâmetros geotécnicos advindos dos outros ensaios realizados (CPTu, *Vane Test*, e adensamento).

3.1.2.2 Descrição dos perfis estratigráficos

Conforme já destacado, a divisão do subsolo foi elaborada de acordo com os gráficos gerados a partir das leituras do ensaio de CPTu, uma vez que a representatividade do ensaio é maior do que o ensaio de SPT, principalmente nas frações de solos moles.

As camadas foram divididas de acordo com a proposta de interpretação de Grandó (2018), que apresenta um método para distinguir o comportamento característico das camadas de solo a partir das classificações quanto à drenagem (método I_c), e das variáveis q_t , f_s e u_2 . As

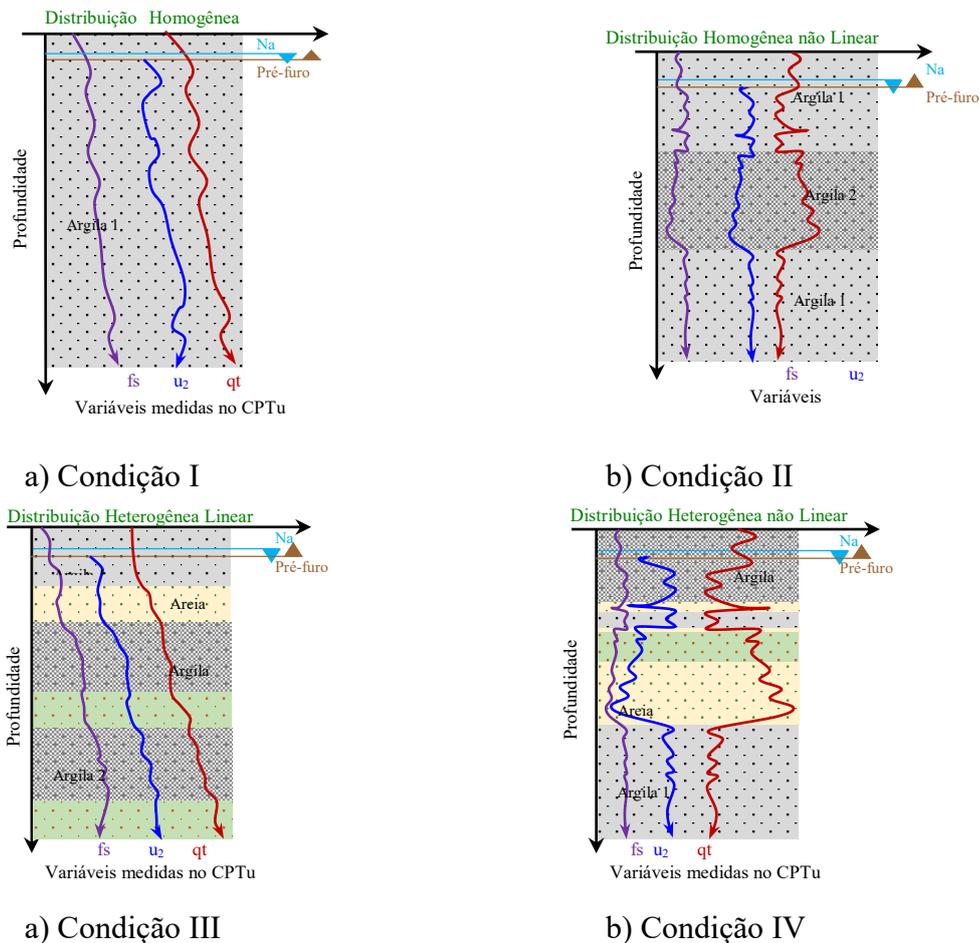
condições propostas por Grando (2018) estão descritas na Tabela 10 e ilustradas na Figura 36 e estão relacionadas conforme a linearidade e homogeneidade da distribuição das variáveis.

Tabela 10 – Classificação das porções argilosas por condições

Condições	Características	Deposições das camadas
I	Homogênea linear	Intercalações das camadas permeáveis inexistentes e com aumento linear de qt, fs e u_2
II	Homogênea não linear	Intercalações das camadas permeáveis inexistentes e com oscilações em qt, fs e u_2
III	Heterogênea linear	Existência das intercalações entre as camadas permeáveis e com aumento linear de qt, fs e u_2
IV	Heterogênea não linear	Existência das intercalações entre as camadas permeáveis e com oscilações em qt, fs e u_2

Fonte: Grando (2018).

Figura 32 – Comportamentos e condições das camadas.



Fonte: Grando (2018).

Ressalta-se que as argilas (orgânica e inorgânica) e misturas de siltes foram considerados materiais argilosos, bem como as misturas de areias, areias e pedregulhos como

materiais arenosos. As porcentagens destes materiais, bem como o resumo dos parâmetros considerados na pesquisa são apresentados nos itens a seguir.

3.1.2.3 CPTu e Classificação Soil Behavior Type

Os resultados do ensaio CPTu foram utilizados para análise do tipo de solo. Embora o ensaio não forneça previsões em termos de distribuição granulométrica, é possível relacionar as variáveis do cone com o tipo de comportamento e as características mecânicas (resistência, rigidez e compressibilidade). Os perfis foram divididos em camadas, de acordo com a resistência de ponta (q_t), o atrito lateral (f_s) e o excesso de poropressões (u_2), medidas em campo no ensaio de CPTu, o nível d'água (N_a) e a pressão hidrostática (u_0).

Ao considerar somente a porção argilosa (comportamento não drenado) do perfil PI 01, ilustrado na Figura 30, a classificação Ic (Jefferies e Davies (1993), identificou 12% de mistura de silte, 13% de argila inorgânica e 75% de argila orgânica no perfil. Além disto, as porcentagens dos materiais encontrados nas camadas foram contabilizados e são demonstrados na Tabela 11. As porções argilosas concentraram-se entre as camadas 2 e 4. O perfil foi dividido em 5 camadas.

Tabela 11 – Comportamento e percentual de cada material nas camadas do PI 01

Camada	Comportamento	Argila		Areia	
		Orgânica (%)	Inorgânica (%)	Areia	Mistura
1	Permeável	-	-	46	54
2	Condição II	-	100	-	-
3	Condição II	86	14	-	-
4	Condição IV	87	13	-	-
5	Permeável	17	21	32	30

Fonte: autora.

Para o PI 02 (dividido em 5 camadas), o perfil de classificação do solo com o método Ic apresentou 8,5% de solos com comportamento classificado como drenado e 91,5% de solos com comportamento não drenado. As porções argilosas concentraram-se entre as camadas 2 e 5. Ao considerar somente a porção argilosa (comportamento não drenado) a classificação Ic identificou 5,1% de mistura de silte, 42,8% de argila inorgânica e 52,1% de argila orgânica no perfil. As camadas foram classificadas de acordo com o comportamento das variáveis medidas no ensaio de CPTu. Este comportamento e o percentual dos materiais encontrados nas camadas do ponto PI 02 estão descritos na Tabela 12, abaixo.

Tabela 12 – Comportamento e percentual de cada material nas camadas do PI 02

Camada	Comportamento	Argila		Areia	
		Orgânica (%)	Inorgânica (%)	Areia	Mistura
1	Permeável	1,3	-	18,2	80,5
2	Condição III	56,5	43,5	-	-
3	Condição II	50	50	-	2,7
4	Condição II	89,7	7,6	-	-
5	Condição II	100	-	-	-

Fonte: autora.

Para análise de comportamento, utilizaram-se os ábacos propostos por Robertson (2009), descritos na revisão bibliográfica. Com base na proposta de Robertson pode-se observar nas Figuras 32 e 33 que os as classificações ao longo da profundidade indicam materiais da classe (Ic) de 2 e 3, que representam argilas orgânicas e argilas.

3.1.2.4 Determinação do peso específico

O peso específico do solo foi utilizado para determinação das tensões iniciais atuantes apresentadas nas Figuras 32 e 33. O cálculo baseou-se na correlação proposta por Robertson e Cabal (2012), segundo a qual, o peso específico relaciona-se com os fatores medidos a cada profundidade no ensaio de piezocone. Essa correlação é apresentada na equação (7), abordada na revisão bibliográfica.

Para cada camada, foi calculada a média dos valores encontrados, definindo-se um valor característico de 16 KN/m^3 . A Tabela 13 apresenta tais valores.

Tabela 13 – Pesos específicos nas camadas de cada ponto de investigação

Ponto	Camada	$Y_n \text{ (kN/m}^3\text{)}$
PI 01	1	16,1
	2	15,8
	3	15,4
	4	15,1
	5	16,3
PI 02	1	17,06
	2	15,35
	3	15,09
	4	15,89
	5	16,15

Fonte: autora.

3.1.2.5 Determinação das tensões verticais efetivas

Para o cálculo das tensões totais e efetivas utilizou-se a teoria clássica da mecânica dos solos, baseada no princípio das tensões efetivas. Através da aplicação das equações (51), (52) e (53) para cada profundidade dos ensaios de CPTu, determinou-se a pressão hidrostática (u_0), a tensão total vertical (σ_{v0}) e a tensão efetiva vertical (σ'_v).

$$u_0 = h \times \gamma_w \quad (51)$$

$$\sigma_{v0} = h \times \gamma_{nat} \quad (52)$$

$$\sigma'_v = \sigma_{v0} - u_0 \quad (53)$$

Onde: h é a profundidade do ponto de análise (m), γ_w o peso específico da água = 10 kPa e γ_{nat} o peso específico do solo

A Tabela 14 apresenta as tensões verticais no centro das camadas. Estes valores foram utilizado no cálculo dos recalques.

Tabela 14 – Tensões verticais efetivas dos pontos de investigação

Ponto	Camada	σ'_v (kN/m ²)
PI 01	1	270
	2	93,18
	3	78,04
	4	64,77
	5	430,38
PI 02	1	270,7
	2	67,5
	3	73,9
	4	126,78
	5	215,46

Fonte: autora.

3.1.2.6 Resistência não drenada do perfil

A relação proposta por Robertson (1990), equação 54, foi utilizada para definição de um perfil de resistência não-drenada (S_u) com a profundidade.

$$S_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad (54)$$

Para a determinação de N_{kt} , fator de cone, pode-se relacionar a medida da resistência de ponta do cone (q_t) com medidas pontuais de resistência não drenada S_u . Neste sentido, a equação 54 é rearranjada, como na equação (55):

$$N_{kt} = (q_t - \sigma_{vo}) / S_u \quad (55)$$

De posse da equação 55, resultados de resistência não-drenada obtidos em laboratório ou em campo podem ser utilizados para determinação de N_{kt} característico de um determinado depósito. Obtido o valor característico (ou característicos) perfis verticais de resistência não-drenada podem ser caracterizados. De acordo com Magnani (2006), um dos principais usos do ensaio de piezocone tem sido a obtenção de valores de resistência não drenada dos perfis de argila mole a partir de correlações com ensaios de palheta de campo.

Conforme o descrito na literatura, os valores de N_{kt} se enquadram comumente entre 8 e 16 (Tabela 15). Para o presente foi caracterizado um valor de N_{kt} de 16.

Tabela 15 - Fatores de cone para argilas brasileiras

Autor	Local / Solo	N_{kt}	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí / RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí / RJ	8-12	Palheta
Árabe (1995)	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: Adaptada de Schnaid e Odebrecht (2012).

. Segundo Grando (2018), o fator N_{kt} não é uma constante e se altera de acordo com as tensões e as deformações das argilas. Assim, com o valor de N_{kt} representativo para o perfil, traçou-se o gráfico da resistência não drenada com a profundidade conforme pode ser observado nas Figuras 32 e 33

3.1.2.7 Ângulo de Atrito

O ângulo de atrito para solos granulares pode ser estimado por correlações tanto pelos ensaios de SPT e CPTu. Entretanto, como discutido anteriormente, para solos moles, as correlações com o ensaio de SPT são pouco representativas, uma vez que, o SPT para valores de N_{spt} menores que cinco o ensaio possui pouca sensibilidade, como discutido anteriormente. Assim, utilizou-se de correlações com o ensaio de CPTu.

Para as camadas de comportamento drenado (camadas argilosas), o ângulo de atrito foi calculado a partir da correlação de Kulhawy e Mayne (1990), de acordo com equação (56):

$$\varphi = 17,6 + 11 \times \log(Q_m) \quad (56)$$

Onde Q_m é a resistência de penetração do cone normalizada expressa pela equação (57):

$$Q_m = [(q_t - \sigma_{vo}) / p_a] \times (p_a / \sigma'_{vo})^n \quad (57)$$

Onde p_a é pressão atmosférica = 101,35 kPa e $n=1$, conforme simplificação sugerida por Robertson e Cabal (2015).

De acordo com Robertson e Cabal (2015), para solos moles, a melhor alternativa para se definir o ângulo de atrito é através do ensaio triaxial, com amostras indeformadas e alta qualidade. Observando que não foram realizados ensaios de laboratório, e que não há consenso sobre as correlações propostas na literatura optou-se por não realizar estimativas. Foram assim buscados os valores de φ' encontrados para os depósitos catarinenses.

3.1.2.8 Histórico de tensões

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) o conhecimento da magnitude da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) do solo constitui-se em fator fundamental à análise de comportamento de depósitos de argilas moles. A tensão σ'_{vm} é definida como a maior pressão que o solo já esteve submetido durante a sua formação.

Outra interpretação à história de tensões, é a razão de sobreadensamento (OCR), que relaciona a tensão de sobreadensamento σ'_{vm} com a tensão vertical efetiva em campo σ'_v , dado pela equação (58):

$$OCR = \sigma'_{vm} / \sigma'_v \quad (58)$$

Ao considerar que o solo possui memória dos carregamentos e que guarda o histórico de tensões, para cada premissa exposta corresponde a relação apresentada abaixo:

- a) Se $\sigma'_{vm} = \sigma'_v$, $OCR = 1$ Normalmente Adensada (NA)
- b) Se $\sigma'_{vm} > \sigma'_v$, $OCR > 1$ Pré-Adensada (PA)
- c) Se $\sigma'_{vm} < \sigma'_v$, $OCR < 1$ Sobreadensada (SA)

A tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) é determinada com as curvas de compressão e recompressão obtidas com os resultados dos ensaios oedométricos em laboratório, para a profundidade de retirada da amostra. Contudo, Almeida e Marques (2010) enfatizaram que a amostragem de boa qualidade é dificilmente realizada em argilas muito moles, o que resulta, segundo o autor, em valores de tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) nem sempre confiáveis.

Perfis de OCR com a profundidade podem ser estimados através de correlações apresentadas na literatura. O valor de OCR identificado em laboratório foi comparado aos perfis obtidos ao utilizar as correlações de Robertson (2009) e Chen e Mayne (1996), dadas pelas equações (59) e (60), respectivamente.

$$OCR = 0,25 \times (Q_t)^{1,25} \quad (59)$$

$$OCR = 0,53 (q_t - u_2) / \sigma'_v \quad (60)$$

Posteriormente, pode-se traçar perfis em termos de pressões de pré-adensamento, ao isolar σ'_{vm} na equação (58). Valores de OCR da ordem de 2 a 6 podem ser observados na Figura 32 e 33. A Tabela 16 demonstra a razão de sobreadensamento (OCR) dos pontos.

Tabela 16 – Histórico de tensões dos pontos de investigação

Ponto	Camada	OCR
PI 01	1	Alto sobreadensamento
	2	Levemente sobreadensada
	3	Levemente sobreadensada
	4	Levemente sobreadensada
	5	Moderadamente sobreadensada
PI 02	1	Muito alto sobreadensamento
	2	Levemente sobreadensada
	3	Levemente sobreadensada
	4	Levemente sobreadensada
	5	Levemente sobreadensada

Fonte: autora.

3.1.2.9 Coeficientes de adensamento

Durante a pausa na penetração do ensaio de piezocone, todo excesso de poropressão gerado ao redor do cone será dissipado. A taxa de dissipação depende do coeficiente de consolidação, que por sua vez, depende da compressibilidade e permeabilidade do solo. Além disso, a taxa depende do diâmetro da sonda. A dissipação pode ser medida em qualquer profundidade, ao ser parada a penetração. Mede-se a diminuição da poropressão com o tempo, de acordo com Robertson e Cabal (2012).

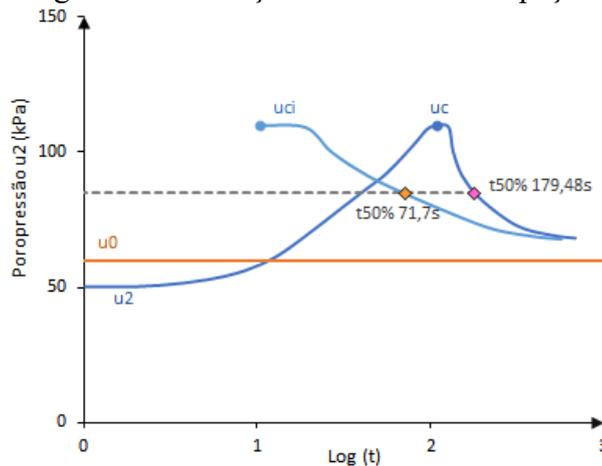
Para o ensaio de dissipação, é comum a utilização a diferença máxima e mínima dos excessos das poropressões para obtenção da poropressão correspondente a 50% do tempo da dissipação (t_{50}), descrita pela equação (61):

$$u_{50\%} = (u_{max} + u_o) / 2 \quad (61)$$

Onde: u_{max} é a poropressão máxima medida no ensaio; u_o a pressão hidrostática na profundidade de referência do ensaio.

Foram identificados curvas de dissipação com comportamento dilatante (com u crescente no começo das leituras), assim as curvas foram corrigidas ao adotar a leitura de poropressão máxima (u_c) como o valor da poropressão no tempo inicial (u_{ci}), e assim todos os tempos posteriores foram reajustados, como pode ser observado na Figura 33. O objetivo da correção foi normalizar o comportamento e torna-lo monotônico.

Figura 33 - Correção na curva de dissipação.



Fonte: Adaptada de Grando (2018)

Após a identificação dos comportamentos das curvas e suas correções, foram determinados os coeficientes de adensamento horizontal c_h , por meio da equação (32). Um fator tempo (T) para posição na base do cone (u_2), conforme a Tabela 4, de 0,245 foi considerado. O raio do piezocone (R) foi determinado para um diâmetro aproximado de 10,0 cm. Um índice de rigidez do solo (Ir) de 100 foi adotado como representativo. Nestes análise o tempo utilizado corresponde à dissipação de 50% ($t_{50\%}$)

Os coeficientes c_h para as regiões sobreadensadas (PA) medidas no piezocone foram convertidos para a condição normalmente adensada (NA) pela equação (11), a partir da razão de compressibilidade RR/CR determinada pelo ensaio de adensamento, por meio da equação (16).

O coeficiente de adensamento vertical c_v foram calculados por meio da equação (12) ao considerar a anisotropia de permeabilidade vertical e horizontal (k_v/k_h) igual a 0,5 como apresentado na Tabela 5 para argilas.

Os resultados da interpretação dos ensaios de dissipação são apresentados na Tabela 17 e na Tabela 18. Valores de c_h de $4,36 \times 10^{-5}$ até $1,21 \times 10^{-3}$ foram obtidos. Já para c_v valores de $5,87 \times 10^{-5}$ a $3,44 \times 10^{-2}$.

Tabela 17 - Coeficiente de adensamento para PI 01 pelo ensaio de dissipação

Prof. (m)	$c_h (PA) (m^2/s)$	$c_v (PA) (m^2/s)$	$c_h (NA) (m^2/s)$	$c_v (NA) (m^2/s)$
3,3	8,34E-4	4,17E-4	1,73E-4	8,64E-5
5,3	7,32E-4	3,66E-4	4,36E-5	2,18E-5

Tabela 18 - Coeficiente de adensamento para PI 02 pelo ensaio de dissipação

Prof. (m)	$c_h (PA) (m^2/s)$	$c_v (PA) (m^2/s)$	$c_h (NA) (m^2/s)$	$c_v (NA) (m^2/s)$
5	9,37E-4	4,68E-4	1,57E-4	7,85E-5
7	3,44E-2	1,72E-2	4,56E-3	2,28E-3
10	1,21E-3	6,03E-4	1,17E-4	5,87E-5

Grando (2018) realizou ensaios oedométricos no depósito onde os PI's 01 e 02 estão localizados. A autora executou dois ensaios para cada ponto da pesquisa, em determinada profundidade, dos quais os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 19 e na Tabela 20.

Tabela 19 - Coeficientes de adensamento para PI 01 pelo ensaio oedométrico

Prof. (m)	e_0	$\sigma'_{vm} (kPa)$	C_c	CR	C_r	RR	RR/CR	$c_v (m^2/s)$
3,5	0,77	70	0,082	0,046	0,017	0,0095	0,207	1,2E-7
5,5	0,98	70	0,193	0,097	0,011	0,0058	0,059	4,8E-8

Fonte: Grando (2018).

Tabela 20 - Coeficientes de adensamento para PI 02 pelo ensaio oedométrico

Prof. (m)	e_0	$\sigma'_{vm} (kPa)$	C_c	CR	C_r	RR	RR/CR	$c_v (m^2/s)$
2,5	1,62	38	0,594	0,227	0,100	0,038	0,168	8,3E-7
10	1,293	70	0,406	0,177	0,039	0,017	0,097	2,3E-7

Fonte: Grando (2018).

Os valores dos coeficientes de adensamento vertical encontrados por Grando (2018) são menores aos caracterizados nos ensaios de dissipação. Essas diferenças são justificadas pelos diferentes processos de consolidação, no ensaio oedométrico a drenagem é restrita ao topo e base da amostra (unidimensional) e no campo esta pode ocorrer também em outras direções (tridimensional). Fissuras e a presença de camadas arenosas próximas também podem resultar em coeficientes maiores em campo.

A partir dos coeficientes encontrados, foi possível compará-los e em seguida analisar o adensamento, pelas teorias de drenagem unidimensional, puramente radial e combinada (radial e vertical).

3.1.2.10 Coeficientes de Permeabilidade

Os coeficientes de permeabilidade verticais (k_v) foram obtidos através de correlações indiretas do ensaio de adensamento, realizados por Grando (2018), pelo método de Taylor (1984). Os resultados do ensaio estão demonstrados na Tabela 21 e variam de $1,1 \times 10^{-5}$ m/s a $6,0 \times 10^{-7}$ m/s.

Tabela 21 - Coeficientes de permeabilidades pelo ensaio de adensamento

PI	Profundidade (m)	k_v (m/s)	PI	Profundidade (m)	k_v (m/s)
PI 01	3	6,0E-7	PI 02	2,5	1,0E-5
	5,5	2,6E-7		10	1,1E-6

Fonte: Adaptada de Grando (2018).

Também foram calculados os coeficientes de permeabilidade por meio de estimativas baseadas nos valores de I_c , relacionados ao CPTu, como discutido por Robertson e Cabal (2012), por meio das equações (62) e (63). Tais valores apresentam-se na

Tabela 22 e foram comparados com os valores da Tabela 23.

Para $1 < I_c < 3,27$, equação (62):

$$k_v = 10^{(0,952 - 3,04I_c)} \quad (62)$$

Para $3,27 < I_c < 4$, equação (63):

$$k_v = 10^{(-4,92 - 1,37I_c)} \quad (63)$$

Tabela 22 – Permeabilidade dos pontos de investigação

Ponto	Camada	k_v (m/s)
PI 01	1	1,02E-04
	2	8,54E-10
	3	1,95E-10
	4	2,28E-10
	5	5,42E-04
PI 02	1	2,62E-07
	2	4,43E-09
	3	1,57E-09
	4	6,62E-10
	5	2,21E-09

Fonte: autora.

Tabela 23 - Permeabilidade do solo e classificação Ic

Zonas	Tipo de Solo	Ic	k_v (m/s)
1	Granulometria fina sensível	-	3×10^{-10} - 3×10^{-8}
2	Solo orgânico	> 3,60	1×10^{-10} - 1×10^{-8}
3	Argilas a argilas siltosas	2,95 - 3,60	1×10^{-10} - 1×10^{-9}
4	Siltes argilosos a argilas siltosas	2,60 - 2,95	3×10^{-10} - 1×10^{-7}
5	Areias siltosas a siltes arenosos	2,05 - 2,60	1×10^{-7} - 1×10^{-5}
6	Areias limpas a areias siltosas	1,31 - 2,05	1×10^{-5} - 1×10^{-3}
7	Areias Pedregulhosas a areias grossas	<1,31	1×10^{-3} - 1
8	Areias muito rijas a areias argilosas	-	1×10^{-8} - 1×10^{-3}
9	Muito rijo de granulometria fina	-	1×10^{-9} - 1×10^{-7}

Fonte: Lunne et al. (1997).

Os coeficientes de permeabilidade horizontal (k_h) foram determinados com base na relação proposta por Jamiolkowski et al. (1985), como expostos na Tabela 5, a qual estabelece k_h/k_v igual a 0,5, para argilas com descontinuidades e lentes de material permeável.

3.1.2.11 Ensaio de adensamento oedométrico

Foram realizados 4 ensaios de adensamento, porém nem todos puderam ser utilizados na pesquisa. Ao fazer uma verificação do perfil longitudinal da rodovia, conforme Figura 29 verificou-se que alguns ensaios se encontravam em camadas de turfas, impossibilitando a utilização dos resultados como parâmetros confiáveis.

No PI 01, na profundidade de 3m, foi identificada a presença de material turfoso, em função disto o ensaio foi descartado para a obtenção dos coeficientes de adensamento (tanto vertical quanto horizontal). Além disto, na profundidade do segundo ensaio, à 5,5m, a curva de adensamento pouco representava um material compressível. De acordo com Grando(2018) a argila de coloração cinza claro apresentou uma curva de adensamento similar à areias elásticas, portanto este ensaio também foi descartado. Devido à falta de dados de adensamento para o ponto, foram utilizados os ensaios entre os dois pontos de investigação, descartando qualquer ensaio realizado em camadas turfosas. Neste sentido o ponto de km 43+830 foi analisado e verificou-se que as tensões de sobreadensamento do material compressível (argila mole) coincidia com o PI 01 em profundidades próximas das camadas argilosas, ambas na ordem de 52 kPa, confirmando conectividade das camadas. Com isto, foram utilizados os coeficientes de adensamento vertical deste ponto, ainda que o mesmo fora distante de 950 metros do ponto de investigação original. Assim, foi-se utilizado C_c e C_r deste ponto.

Para o PI 02, o primeiro ensaio de adensamento foi descartado, visto a problemática da presença das turfas na profundidade em questão (2,5m). Então, para o ponto, foi-se utilizado apenas o adensamento à profundidade de 10,0m.

Com base no discutido acima, os resultados provenientes do ensaio de adensamento efetivamente utilizados na pesquisa resumem-se na Tabela 24. Da referida tabela podem ser observados valores de c_v de $3,8 \times 10^{-6}$ m²/s para o PI 01 e $2,33 \times 10^{-6}$ m²/s para o PI 02.

Tabela 24 – Resultados ensaio de adensamento oedométrico

Dados	PI 01*	PI 02
Profundidade	7,5	10
e_0	1,709	1,293
σ'_{vm} (kPa)	76	70
C_c	0,757	0,406
CR	0,28	0,177
Cr	0,039	0,039
RR	0,014	0,017
RR/CR	0,0517	0,097
c_v (m ² /s)	3,8E-06	2,33E-06
k_v (m/s)	1,13E-05	1,11E-05
OCR	1,475728	1,425
σ'_v (kPa)	51,5	49,14

Fonte: Grandó (2018). * valores definidos em ponto 950 m distante, km 43+830

3.1.3 Parâmetros elásticos do solo

3.1.3.1 Módulo de elasticidade

Para definição do módulo de elasticidade ao longo do perfil, utilizou-se correlações com o ensaio de CPTu. Nas camadas de argila, considerou-se o módulo não drenado (E_u) ou o módulo oedométrico, de acordo com o ábaco proposto por Duncan e Buchignani (1976) que considera os valores de OCR e da resistência não drenada. Essa interpretação pode ser realizada pois para argilas saturadas é válida a relação da equação (64), como ilustrado por Grandó (2018).

$$I_r = E_u / S_u \quad (64)$$

O módulo oedométrico foi determinado para argilas de acordo com as equações de Senneset et al. (1992) *apud* Baran (2014), como descrito nas equações (65) e (66):

$$E_{OED(CPTu)} = 10 \times (q_t - \sigma_{vo}) \rightarrow \text{Regiões} = \text{NA} \quad (65)$$

$$E_{OED(CPTu)} = 5 \times (q_t - \sigma_{vo}) \rightarrow \text{Regiões} = \text{PA} \quad (66)$$

Nas camadas arenosas, as correlações aplicadas foram as apresentadas por Robertson e Cabal (2015), descritas pelas equações (67) e (68):

$$E = \alpha_E \times (q_t - \sigma_{vo}) \quad (67)$$

$$\alpha_E = 0,015 \left[10^{(0,55I_c + 1,68)} \right] \quad (68)$$

Os valores encontrados na Figuras 32 e 33 são apresentados na Tabela 25. Para as argilas o valor apresenta-se entre 0,2 e 0,23 MPa e para areias na ordem de 13,2 MPa. Os valores se mostraram coerentes com os valores da literatura.

Tabela 25 - Módulo de elasticidade

Ponto	Argilas (Mpa)		Areias (Mpa)
	NA	PA	
PI 01	0,32	0,3	13,2
PI 02	0,3	0,3	13,2

Fonte: autora.

Os valores típicos encontrados na literatura entram-se na Tabela 26.

Tabela 26 - Módulos de elasticidade encontrados na literatura

Solos	Consistência ou compactidade	Bowles (1977)	Sherif e König (1975)	Kédzi (1975)	Valores Sugeridos
Argila	Muito mole	0,3 – 3	-	0,35 – 3	1
	Mole	2 – 4	1 – 2,5	2 – 5	2
	Média	4,5 – 9	-	4 – 8	5
	Rija	-	2,5 – 5	-	7
	Muito rija	-	5,2 – 5	-	8
	Dura	7 – 20	-	7 – 18	15
Areia	Fofa	-	-	-	5
	Pouco compacta	10 – 25	20 – 50	10 – 50	20
	Medianamente compacta	-	50 – 100	-	50
	Compacta	50 – 100	-	50 – 80	70
	Muito compacta	-	-	-	90
Areia com pedregulhos	Pouco compacta	50 – 140	-	-	50
	Compacta	80 – 200	-	100 - 200	120
Argila arenosa	-	30 – 42,5	-	30 – 40	-
Silte	-	2 – 20	3 – 10	-	-
Areia Siltosa	-	-	-	7 – 20	-

*observação: unidade do módulo de elasticidade em MPa. Fonte: Lunne et al. (1997).

3.1.3.2 Coeficiente de Poisson

Para a determinação do coeficiente de Poisson (ν), comparam-se valores a partir das propostas encontradas na literatura, que relacionam o tipo de solo e suas características com os ensaios realizados em campo. Desta forma, foi possível estimar o coeficiente de Poisson característico para cada camada.

As propostas utilizadas foram a de Poulos e Davis (1980) e Teixeira e Godoy (1998), de acordo com a Tabela 27.

Tabela 27 - Valores para coeficientes de Poisson admissível

Autores	Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Poulos e Davis (1980)	Argila dura ou pré-adensada	0,10 - 0,20
	Argila média	0,20 - 0,35
	Argila mole normalmente adensada	0,35 - 0,45
Teixeira e Godoy (1998)	Areia pouco compacta	0,2
	Areia compacta	0,4
	Silte	0,3 - 0,5
	Argila saturada	0,4 - 0,5
	Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Adaptada de Poulos e Davis (1980) e Teixeira e Godoy (1998).

3.2 Valores de referência

Algumas pesquisas em solos brasileiros foram realizadas por diversos autores, estas pesquisas serviram de embasamento para a escolha de alguns parâmetros que não puderam ser obtidos nos ensaios realizados, como ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva, e tais parâmetros são necessários nas iterações numérica. Em sua pesquisa, Cordeiro (2019) agrupou algumas pesquisas concluídas e estas resumem-se na Tabela 28 abaixo.

Neste trabalho utilizou-se os valores de ϕ' e c' de Magnani (2006) e Almeida e Marques (2014) para as análises de deformação.

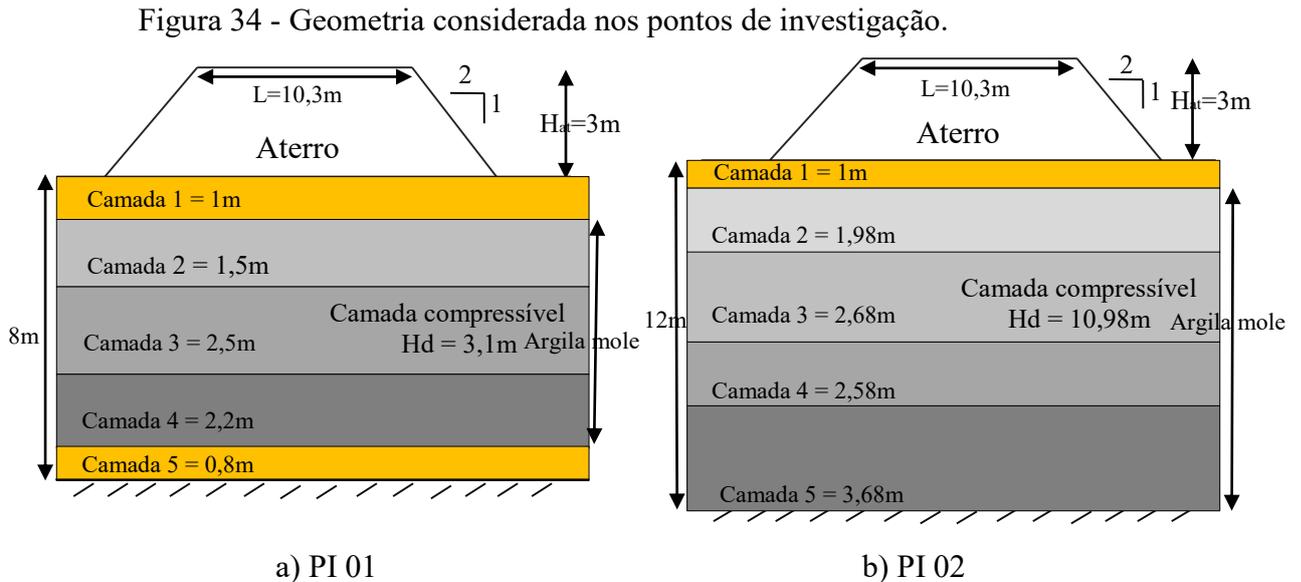
Tabela 28 – Valores referentes à pesquisas em solos brasileiros

Parâmetro	BR 470 (Gaspar/ SC) ¹	BR 470 (SC) ²	Fpólis (SC) ³	Joinville (SC) ⁴	Rio Grande (RS) ⁵	Sarapuá (RJ) ⁶	Itaipú (RJ) ⁷	Caju (RJ) ⁸	Sergipe ⁹
Cc/(1+e0)	0,17 a 0,22	0,09 a 0,42	0,3 a 0,45	0,09 a 0,65	0,07 a 0,346	0,38 a 0,42	0,41 ±0,12	0,27	0,3 a0,4
Cr/(1+e0)	0,04 a 0,05	0,01 a 0,03	-----	0,01 a 0,1	-----	-----	-----	-----	-----
Cr/Cc= RR/CR	0,19 a 0,28	0,03 a 0,16	0,12	0,02 a 0,75	-----	0,15 ± 0,02	-----	0,21	0,1
Cv (cm²/s) adensamento	2,7x10-3 a 5,8x10-4	0,13x10 -3 a 4,2x10- 3	0,7 x10- 4 a 1,0 x10-4	-----	2,9 x 10-3 a 2,0 x 10-4	0,5 x10- 4 a 1,5 x10-4	5 x10- 4	-----	-----
Ch (cm²/s) NA dissipação	2,96 x 10- 3 a 1,47 x 10-4	0,8x10- 3 a 29,2x10 -3	5,75x10 -4 a 5,93x10 -4	9 x10-5 a 2 x10-2	-----	3,1x10- 4 a 8,7x10- 4	-----	-----	-----
Cv (cm²/s) NA dissipação k=2	1,48 x 10- 3 a 7,37 x 10-5	0,7x10- 3 a 17,2x10 -3	-----	7 x10-5 a 3 x10-2	3,0 x 10-3 a 1,0 x 10-4	1,6x10- 4 a 4,4 x10-4	-----	-----	-----
Nkt	13 (médio)	3,4 a 19,5	12	11 a 22	8 a 15	8 a 12	-----	-----	-----
Su (kPa) pilheta	23,8 a 35,9	10,7 a 74,3	5 a 28	5,6 a 44,19	18 a 49	8 a 20	---	---	10 a 26
Su (kPa) Triaxial UU	7,5 a 19,0 *amolgam ento	6,3 a 43,3	4,53 a 17,9	7 a 48	25 a 37,5	8,64± 3,26	-----	-----	-----
st	3,6 a 3,9	1,9 a 8,0	3 a 6	2,3 a 10,2	----	2 a 3,5	4 a 6	3	---
Su/σ'v0	0,25 a 1,0	0,41 a 0,73	0,33 a 0,43	-----	0,22 a 0,36	---	---	---	0,22 a 0,34
Ø'	---	---	26	----	17,5 a 28,5	25	21 - 65	27	26 a 30
c' (kPa)	---	---	----	----	12 a 50 (PA)	1,5	---	---	---

Fonte: ¹ Cordeiro (2019); ² Grando (2018); ³ Magnani (2006); ⁴ Prosul (2018); ⁵ Dienstmann (2015); ⁶ Grando (2018), Almeida e Marques (2002), Sandroni et al (1997); ⁷ Almeida e Marques (2014); ⁸ Almeida e Marques (2014); ⁹ Almeida e Marques (2014),.

3.3 PERFIS CARACTERÍSTICOS FINAIS

A Figura 34 ilustra a geometria dos perfis estudados, onde no perfil do PI 01 considerou-se uma camada subjacente com solo de material drenante e no PI 02 apenas a argila mole.



Fonte: autora.

Os coeficientes de adensamento vertical considerados nos perfis e nos cálculos foram os menores encontrados entre ensaios de adensamento oedométrico e ensaios de dissipação, afim de analisar a pior situação em termos de tempo da consolidação. Já as espessuras das camadas, bem como as distâncias de drenagem, foram retirados dos perfis estratigráficos definidos com base nas análises dos ensaios CPTu.

A geometria fixada para os aterros foram embasadas no projeto do DNIT, porém simplificadas pois o objetivo principal da pesquisa é analisar a consolidação, sem entrar em detalhes executivos.

O resumo dos parâmetros, obtidos pelos ensaios de acordo com cada camada apresentada na Figura 34 é destacado na Tabela 29, abaixo.

Tabela 29 - Parâmetros encontrados para os pontos de investigação

Ponto	Cam	Modelo	Yn (kN/m ³)	Cc	Cr	e0	φ'	c'	Su (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ν	kv (m/s)
PI 01	1	MC*	16,1	-	-	-	47	3	-	5548	0,3	1,02E-04
	2	MC e SS**	15,8	0,039	0,757	1,709	-	-	12,5	1060	0,35	8,54E-10
	3	MC e SS	15,4	0,039	0,757	1,709	-	-	11,5	1050	0,35	1,95E-10
	4	MC e SS	15,1	0,039	0,757	1,709	-	-	14	920	0,35	2,28E-10
	5	MC	16,3	-	-	-	36,5	3	-	7000	0,3	5,42E-04
PI 02	1	MC	17,06	-	-	-	40	3	-	13420	0,3	2,62E-07
	2	MC e SS	15,35	0,406	0,039	1,293	-	-	15,3	992	0,35	4,43E-09
	3	MC e SS	15,09	0,406	0,039	1,293	-	-	15,9	1088	0,35	1,57E-09
	4	MC e SS	15,89	0,406	0,039	1,293	-	-	24,6	1864	0,35	6,62E-10
	5	MC e SS	16,15	0,406	0,039	1,293	-	-	33,8	3173	0,35	2,21E-09

Fonte: autora. Onde *MC- Modelo Constitutivo de Mohr Coulumb e ** SS – Modelo Constitutivo Soft Soil

4 ANÁLISE NUMÉRICA DAS SEÇÕES CARACTERÍSTICAS

Neste capítulo são abordados os aspectos referentes às estimativas de recalque e a estabilidade do aterro por métodos numéricos, tendo como base os perfis característicos definido no capítulo 3.

Inicialmente foram executadas análises de estabilidade que tiveram os seguintes objetivos: garantir que a seção e parâmetros adotados para modelagem do recalque não levassem a seção à ruptura, o que dificulta a análise das deformações; e identificar possíveis parâmetros efetivos de resistência c' e ϕ' .

Verificadas as estabilidades das seções, foram analisadas as deformações e tempos de recalque. Foram verificadas as deformações para as seções com os parâmetros característicos e também foram realizadas análises de sensibilidade dos parâmetros de compressibilidade e permeabilidade.

4.1 ANÁLISES NUMÉRICAS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS (PLAXIS)

4.1.1 Análise de estabilidade

Neste subitem serão apresentadas as análises de estabilidade realizadas através do software PLAXIS. Tais análises auxiliaram a caracterizar numericamente o comportamento das argilas.

Considerou-se a execução dos aterros em uma única etapa e de forma acelerada, ou seja, sem permitir o processo de consolidação.

Esta etapa auxiliou na calibração entre os parâmetros de resistência total (resistência não-drenada) encontrados nos ensaios de campo e os efetivos c' e ϕ' inseridos no software. Esta calibração foi realizada em termos de tensões totais e efetivas.

Serão descritas 2 análises:

- a) Análise adotando o Modelo Mohr Coulomb;
- b) Análise adotando o Modelo Soft Soil.

4.1.1.1 Análise a curto prazo utilizando o modelo constitutivo Mohr Coulomb

Nesta etapa foi realizada a verificação da estabilidade no software PLAXIS, utilizando o modelo constitutivo de Mohr Coulomb, tanto para a caracterização do comportamento de areias como para a caracterização do comportamento de argilas. Os parâmetros adotados na modelagem encontram-se descritos na Tabela 30 e na Tabela 31. Nas Figuras 35 e 36 podem ser visualizadas as seções modeladas no software. Destaca-se que as espessuras das camadas modeladas respeitam a caracterização apresentada na Figura 34.

Nesta etapa os geodrenos não foram modelados.

Tabela 30 - Parâmetros considerados no modelo Mohr Coulomb para PI 01

Dados	Aterro	Camada 1 (arenosa)	Camada 2 (argilosa)	Camada 3 (argilosa)	Camada 4 (argilosa)	Camada 5 (arenosa)
γ_n (kN/m ³)	18	15,8	15,8	15,3	15,1	16,3
k_x (m/d)	1	1	1,47E-4	3,37E-4	3,94E-5	93,31
k_y (m/d)	1	1	7,35E-5	1,69E-4	1,97E-5	46,655
E (kN/m ²)	70000	5548	1060	1050	920	4309
ν	0,30	0,30	0,35	0,35	0,35	0,30
c' (kN/m ²)	3	3	12,54	11,53	14	3
ϕ'°	32	35	0	0	0	36
h (m)	3,0	1,0	1,5	2,5	2,2	0,8

Fonte: autora.

Tabela 31 - Parâmetros considerados no modelo Mohr Coulomb para PI 02

Dados	Aterro	Camada 1 (arenosa)	Camada 2 (argilosa)	Camada 3 (argilosa)	Camada 4 (argilosa)	Camada 5 (argilosa)
γ_n (kN/m ³)	18	17,1	15,3	15,1	15,8	16,1
k_x (m/d)	8,64E-2	4,53E-2	7,65E-4	2,71E-4	1,14E-4	3,81E-4
k_y (m/d)	8,46E-4	2,26E-2	3,82E-4	1,35E-4	5,72E-5	1,91E-4
E (kN/m ²)	70000	13420	992	1088	1864	3173
ν	0,30	0,30	0,35	0,35	0,35	0,35
c' (kN/m ²)	3	2	13,23	15,98	24,65	33,8
ϕ'°	32	30	0	0	0	0
h (m)	3,0	0,98	1,98	2,68	2,58	3,68

Fonte: autora

Figura 35 - Seção do PI 01

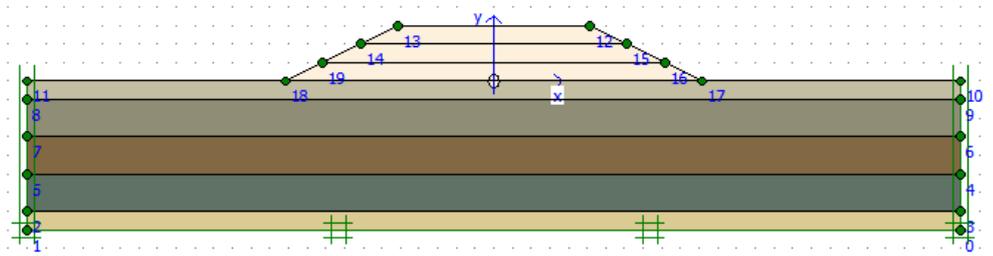
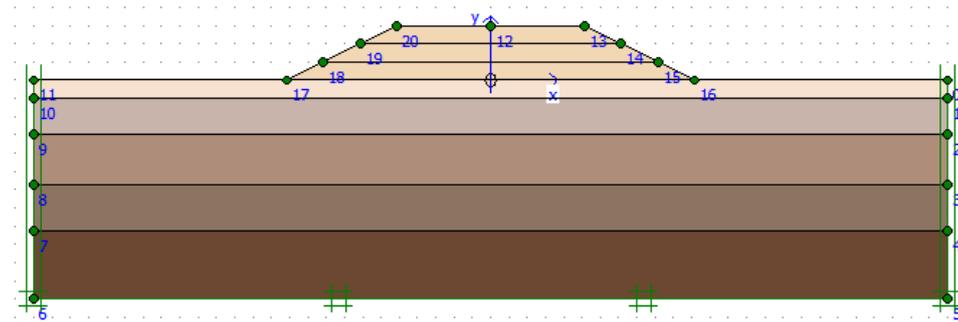


Figura 36 - Seção do PI 02



Importante observar que essa análise representa o comportamento a curto prazo, quando não há a possibilidade de drenagem. Para tanto, a resistência das argilas foi modelada através da consideração $c=Su$ e $\phi=0$, representando o comportamento não drenado. Os resultados obtidos para FS e para a poropressão gerada na análise a curto prazo são apresentados na Tabela 32. Para a seção PI01 um fator de segurança de 1,38 foi observado, com poropressão máxima gerada de 60,95kpa. Já para a seção PI02 o fator de segurança foi de 1,58 e a poropressão de 61,85kpa. Observou-se que o fator de segurança indica estabilidade do conjunto aterro-solo num primeiro momento, onde o aterro é simplesmente carregado. Já a poropressão resultante deste carregamento possui mesma ordem de grandeza para as diferentes seções pois os aterros possuem a mesma geometria.

Tabela 32 – Resultados da análise de estabilidade a curto prazo

Ponto de Investigação	Análise não drenada	
	FS	u (kN/m ²)
PI 01	1,378	60,95
PI 02	1,585	61,85

Fonte: autora.

Figura 37 - Resultado da modelagem do PI 01

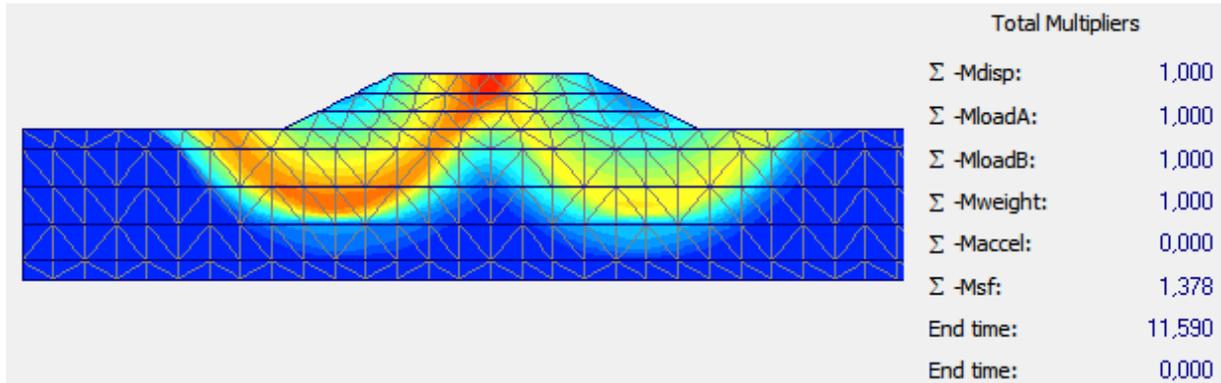
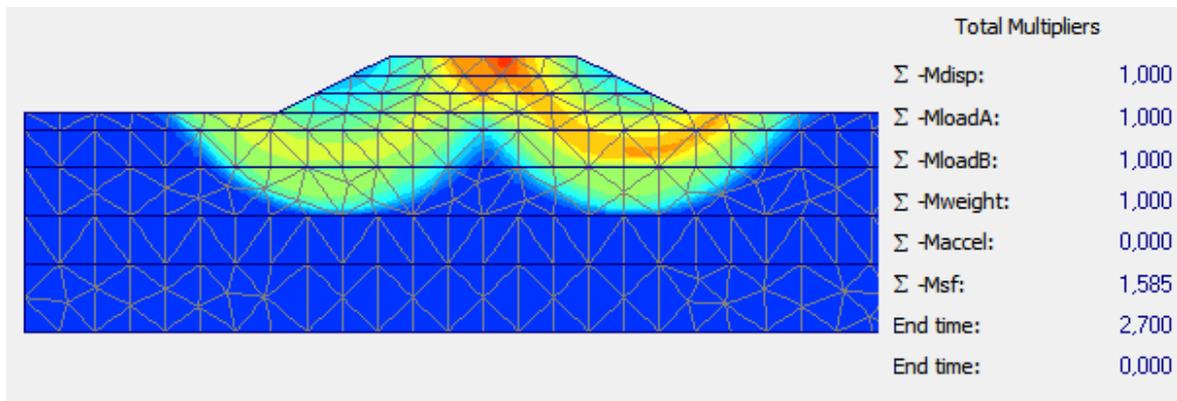


Figura 38 - Resultado da modelagem do PI 02



4.1.1.2 Análise à curto prazo utilizando o modelo constitutivo de Soft Soil

Nesta etapa foi realizada a verificação da estabilidade no software PLAXIS, utilizando o modelo constitutivo Soft Soil para a caracterização do comportamento de argilas. O modelo constitutivo Soft Soil é um modelo do tipo Cam Clay que utiliza os parâmetros do adensamento para cálculo das deformações, porém necessita da caracterização de parâmetros efetivos de resistência (c' e ϕ'). Com isto, não há a possibilidade de modelagem do comportamento neste modelo apenas com a caracterização da resistência não drenada (S_u).

De acordo com a observação pontuada acima e verificando que não foram realizados ensaios para a caracterização do ângulo de atrito e coesão realizou-se um conjunto de simulações variando os parâmetros ângulo de atrito e coesão, ou seja, nessa seção foi proposta uma análise paramétrica com o objetivo principal de testar a sensibilidade dos parâmetros ϕ' e c' para cada camada argilosa de interesse. Tais parâmetros variaram dentro de uma faixa de ocorrência estabelecida para analisar a influência direta destes valores sobre o fator de segurança e poropressão gerada. A faixa de valores adotada e resultados obtidos são exibidos na Tabela 32.

Inicialmente foram estabelecidos valores de ângulo de atrito e coesão de referência: para o ponto PI 01 um ângulo de atrito de 30° de acordo com Coutinho et al (2000) e $c=Su$ foram adotados, e para PI 02 um ângulo de atrito de 26° de acordo com Magnani (2006) e $c=Su$. Todas as camadas argilosas foram modeladas inicialmente com estes valores.

Na sequência foi realizada uma análise de sensibilidade. Nesta análise, foram variados os ângulos de atrito e coesão das distintas camadas, de acordo com a

Tabela 33 e com a Tabela 34. Pode-se observar que quando variados os parâmetros de uma camada específica os parâmetros das demais eram mantidos constantes de acordo com os valores adotados como referência.

Tabela 33 – Proposta de iterações para PI01

Análise	Camada	Parâmetros de resistência		FS	u (kN/m ²)	Observação
		c'	Φ'			
Análise 1	Camada 2	1	30	1,207	79,98	
		5	30	1,547	79,18	
		10	30	1,773	76,79	
		15	30	1,752	73,7	
		20	30			Não rodou
		1	25			Não rodou
		5	25	1,426	79,55	
		10	25	1,689	79,71	
		15	25			Não rodou
		20	25	1,724	73,65	
		1	20	0,96	79,06	
		5	20	1,306	79,79	
		10	20	1,606	76,78	
		15	20			Não rodou
		20	20	1,702	73,68	
		1	15	0,904	79,04	
		5	15	1,193	80,19	
		15	15	1,511	77,55	
		20	15	1,765	74,97	
		12,54	30			Não rodou
	12,54	25	1,798	75,62		
	12,54	20	1,728	75,57		
	12,54	15	1,646	75,96		
	Camada 1	3	35	-	-	-
	Camada 3	1	30	-	-	-
	Camada 4	1	30	-	-	-
	Camada 5	1	36	-	-	-
			1	30	1,243	79,02
		5	30	1,272	78,66	
		10	30			Não rodou
		15	30	1,313	75,72	
		20	30	1,189	78,81	
		1	25	1,242	78,86	
		5	25			Não rodou

		10	25	1,297	78,15	
		15	25	1,313	78,14	
		20	25	1,044	78,32	
		1	20	1,23	78,68	
		5	20	1,272	78,33	
		10	20			Não rodou
		15	20	1,306	78,11	
		20	20	0,94	77,18	
Análise 2	Camada 3	1	15	1,21	78,63	
		5	15			Não rodou
		15	15	1,301	78,01	
		20	15	1,318	78,02	
		11,53	30	1,282	78,32	
		11,53	25			Não rodou
		11,53	20	1,287	78,24	
		11,53	15	1,27	78,09	
	Camada 1	3	35	-	-	-
	Camada 2	1	30	-	-	-
	Camada 4	1	30	-	-	-
	Camada 5	1	36	-	-	-
		1	30	1,219	80,04	
		5	30	1,213	80,47	
		10	30			Não rodou
		15	30	1,233	81,03	
		20	30	1,198	78,42	
		1	25	1,218	79,58	
		5	25			Não rodou
		10	25	1,231	80,9	
		15	25	1,234	80,08	
		20	25	1,169	76,59	
Análise 3	Camada 4	1	20	1,208	79,49	
		5	20	1,202	80,59	
		10	20			Não rodou
		15	20	1,233	81,15	
		20	20	1,081	76,01	
		1	15	1,191	78,41	
		5	15	1,224	80,55	
		15	15	1,224	81,02	
		20	15	1,239	81,21	
		14	30			Não rodou
		14	25			Não rodou
		14	20	1,233	80,92	
		14	15			Não rodou
	Camada 1	3	35	-	-	-
	Camada 2	1	30	-	-	-
	Camada 3	1	30	-	-	-
	Camada 5	1	36	-	-	-

Fonte: autora.

Tabela 34 – Proposta de Iterações para PI02

Análise	Camada	Parâmetros de resistência		FS	u (kN/m ²)	Não rodou
		c'	Φ'			
Análise 1	Camada 2	1	30	1,231	73,79	
		5	30	1,423	71,95	
		10	30	1,606	70,35	
		15	30	1,773	67,22	
		20	30	1,918	66,52	
		1	25			Não rodou
		5	25	1,356	72,55	
		10	25	1,555	70,24	
		15	25	1,715	68,26	
		20	25			Não rodou
	1	20	0,981	77,14		
	5	20	1,24	74,23		
	10	20	1,469	72,49		
	15	20	1,633	69,87		
	20	20	1,789	67,58		
	1	15			Não rodou	
	5	15	1,146	75,23		
	15	15	1,397	73,53		
	20	15	1,577	70,72		
	13,23	30	1,728	68,56		
13,23	25	1,715	68,83			
		13,23	20	1,579	70,2	
		13,23	15	1,519	71,16	
	Camada 1	2	30	-	-	-
	Camada 3					
	Camada 4					
	Camada 5					
Análise 2	Camada 3	1	30	1,158	73,89	
		5	30	1,178	74,81	
		10	30			Não rodou
		15	30			Não rodou
		20	30			Não rodou
		1	25	1,157	74,09	
		5	25			Não rodou
		10	25			Não rodou
		15	25			Não rodou
		20	25	0,999	75,25	
	1	20			Não rodou	
	5	20	1,181	75,21		
	10	20	1,196	76,12		
	15	20			Não rodou	
	20	20	0,866	74,35		
	1	15	1,144	74,2		
	5	15	1,185	75,3		
	15	15			Não rodou	
	20	15			Não rodou	
	15,98	30			Não rodou	
15,98	25			Não rodou		
15,98	20			Não rodou		

		15,98	15	1,199	76,22	
	Camada 1	2	30	-	-	-
	Camada 2	1	26	-	-	-
	Camada 4	1	26	-	-	-
	Camada 5	1	26	-	-	-
		1	30	1,123	75,03	
		5	30			Não rodou
		10	30	1,129	75,83	
		15	30	1,133	76,12	
		20	30			Não rodou
		1	25	1,114	74,1	
		5	25			Não rodou
Análise 3	Camada 4	10	25			Não rodou
		15	25			Não rodou
		20	25	1,1	73,35	
		1	20	1,121	74,65	
		5	20	1,127	75,49	
		10	20	1,132	75,95	
		15	20	1,136	76,23	
		20	20	1,074	71,6	
		1	15	1,111	73,74	
		5	15			Não rodou
		15	15	1,131	75,88	
		20	15	1,136	76,02	
		24,65	30			Não rodou
		24,65	25	1,136	76,04	
		24,65	20	1,138	76,12	
		24,65	15			Não rodou
	Camada 1	2	30	-	-	-
	Camada 2	1	26	-	-	-
	Camada 3	1	26	-	-	-
	Camada 5	1	26	-	-	-
		1	30	1,119	74,46	
		5	30	1,122	74,55	
		10	30			Não rodou
		15	30			Não rodou
		20	30			Não rodou
		1	25			Não rodou
		5	25			Não rodou
		10	25			Não rodou
		15	25			Não rodou
		20	25	1,117	74,22	
		1	20	1,121	74,4	
Análise 4	Camada 5	5	20	1,122	74,56	
		10	20	1,122	74,47	
		15	20			Não rodou
		20	20	1,104	74,07	
		1	15	1,119	74,27	
		5	15			Não rodou
		15	15			Não rodou
		20	15	1,129	74,57	
		33,8	30			Não rodou
		33,8	25			Não rodou
		33,8	20	1,129	74,6	

	33,8	15	1,126	74,66	
Camada 1	2	30	-	-	-
Camada 2	1	26	-	-	-
Camada 3	1	26	-	-	-
Camada 4	1	26	-	-	-

Fonte: autora.

Do conjunto de simulações realizadas, os resultados para o PI01 referentes ao FS variaram entre 0,89 e 1,798 e os resultados de poropressão entre 73,7 e 81 kN/m², para o PI02, FS oscilou entre 0,99 e 1,91 e a poropressão entre 68,26 e 77,14 kN/m². As

A Tabela 35 apresenta os resultados mais aproximados dos valores obtidos na tabela Tabela 32, de acordo com as iterações das tabelas acima. No PI 01, apesar de haver resultados FS aproximados de 1,3, as superfícies de ruptura pouco representavam o ponto. Por isso, foi adotada como representativa a análise que obteve a superfície de ruptura mais similar.

Tabela 35 – Resultado da análise de estabilidade à curto prazo

Ponto de Investigação	FS	u (kN/m ²)
PI 01	1,547	79,18
PI 02	1,579	70,2

Fonte: autora.

O conjunto de c' e φ' considerados como representativos, ou seja, que caracterizaram FS e poropressões similares aos obtidos na Tabela 32 e também com as superfícies de rupturas aproximadas ao item 4.1.1.1, encontram-se na Tabela 36 e na Tabela 37, bem como todos os outros parâmetros considerados nesta etapa.

Tabela 36 – Parâmetros característicos para a seção avaliada do PI 01

Dados	Aterro	Camada 1 (arenosa)	Camada 2 (argilosa)	Camada 3 (argilosa)	Camada 4 (argilosa)	Camada 5 (arenosa)
γ_n (kN/m ³)	18,00000	15,80679	15,83160	15,37146	15,07027	16,32661
kx (m/d)	1	1	1,47E-4	3,37E-4	3,94E-5	1
ky (m/d)	1	1	7,35E-5	1,69E-4	1,97E-5	1
E (kN/m ²)	70000	5548	-	-	-	4309
v	0,30	0,30	-	-	-	0,30
c' (kN/m ²)	3	3	5	1	1	3
φ'°	32	35	30	30	30	36
Cc	-	-	0,752	0,752	0,752	-
Cr	-	-	0,039	0,039	0,039	-
e_0	-	-	1,709	1,709	1,709	-
h (m)	3,0	1,0	1,5	2,5	2,2	0,8

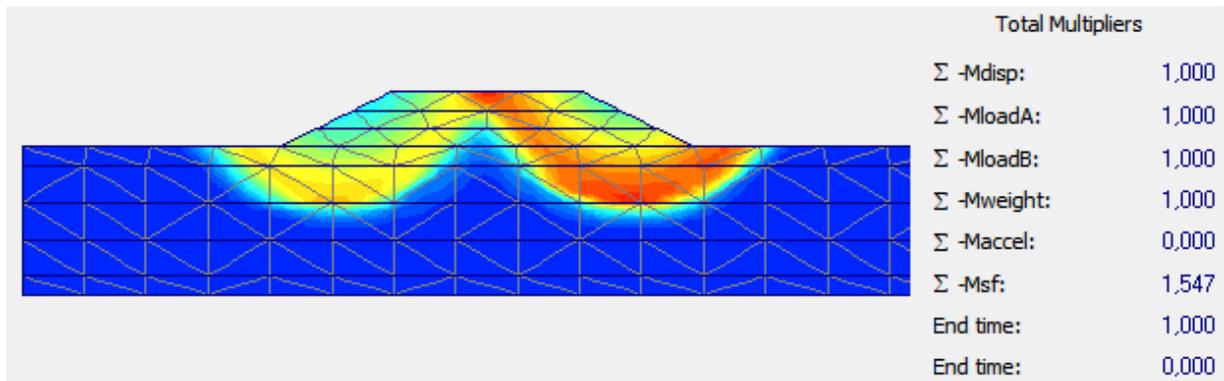
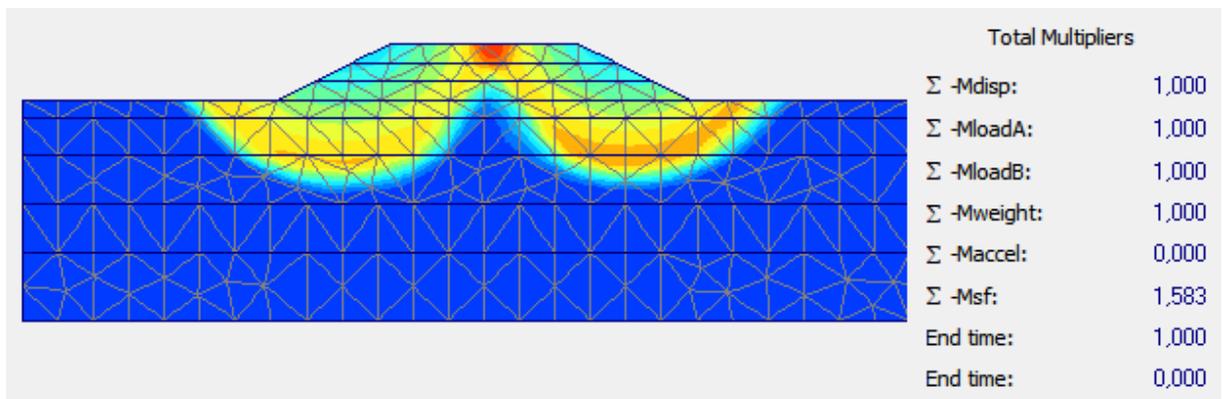
Fonte: autora.

Tabela 37 – Parâmetros característicos para a seção avaliada do PI 02

Dados	Aterro	Camada 1 (arenosa)	Camada 2 (argilosa)	Camada 3 (argilosa)	Camada 4 (argilosa)	Camada 5 (argilosa)
γ_n (kN/m ³)	18,00000	17,06467	15,34676	15,0938	15,89174	16,15073
k_x (m/d)	1	1	7,65E-4	2,71E-4	1,14E-4	3,81E-4
k_y (m/d)	1	1	3,82E-4	1,35E-4	5,72E-5	1,91E-4
E (kN/m ²)	70000	13420,24	-	-	-	-
ν	0,30	0,30	-	-	-	-
c' (kN/m ²)	3	2	13,23	1	1	1
φ'°	32	30	20	26	26	26
C_c	-	-	0,406	0,406	0,406	0,406
C_r	-	-	0,039	0,039	0,039	0,039
e_0	-	-	1,293	1,293	1,293	1,293
h (m)	3,0	0,98	1,98	2,68	2,58	3,68

Fonte: autora.

As figuras abaixo representam as rupturas modeladas no software com valores de c e φ' representativos. Observa-se que são similares às inseridas no item 1.1.1.1 Análise a curto prazo utilizando o modelo constitutivo Mohr Coulomb.

Figura 39 - Ruptura do PI 01 com valores de c e φ' representativosFigura 40 - Ruptura do PI 02 com valores de c e φ' representativos

4.1.2 Análises de deformações

Nesta etapa foram realizadas verificações das deformações verticais e tempos necessários para estabilização das deformações, ou seja, magnitude de recalque e tempo de ocorrência. Todas as avaliações foram realizadas no software PLAXIS, utilizando o modelo constitutivo Soft Soil para a caracterização do comportamento de argilas e o modelo de Mohr Coulomb para caracterização do comportamento de areias.

Serão descritas 3 análises complementares:

- a) Análise adotando o conjunto de parâmetros chamados de característicos para as seções avaliadas;
- b) Análise da sensibilidade do parâmetro de compressão;
- c) Análise da sensibilidade da permeabilidade

As análises de sensibilidade (b e c) foram realizadas com o intuito de caracterizar as possíveis influências de variações em campo dos parâmetros de compressibilidade e permeabilidade, dada a heterogeneidade natural do depósito. Para tanto, valores considerados representativos da região foram adotados.

4.1.2.1 Análise adotando o conjunto de parâmetros característicos

Com os parâmetros característicos provenientes da análise de estabilidade à curto prazo da seção 4.1.1.2 realizou-se uma análise de consolidação das camadas argilosas. Como resultado, obteve-se o tempo necessário para que o excesso de poropressão fosse totalmente dissipado e a previsão da magnitude dos recalques para ambos os pontos. A Tabela 36 e a Tabela 37 apresentam os valores dos parâmetros considerados nesta etapa. Da Tabela 38 observa-se recalques da ordem de 0,918m para o PI 01 e para o PI 02 0,67m e tempos de 247 e 283 meses, respectivamente. A Figura 41 e a Figura 42 representam as deformações em escala real de cada ponto no software.

Tabela 38 - Deslocamento e tempo de acordo com conjunto de parâmetros característicos

Ponto de Investigação	Deslocamento (m)	Tempo (meses)
PI 01	0,918	247
PI 02	0,67	283

Fonte: autora.

Figura 41 - Deformação do PI 01

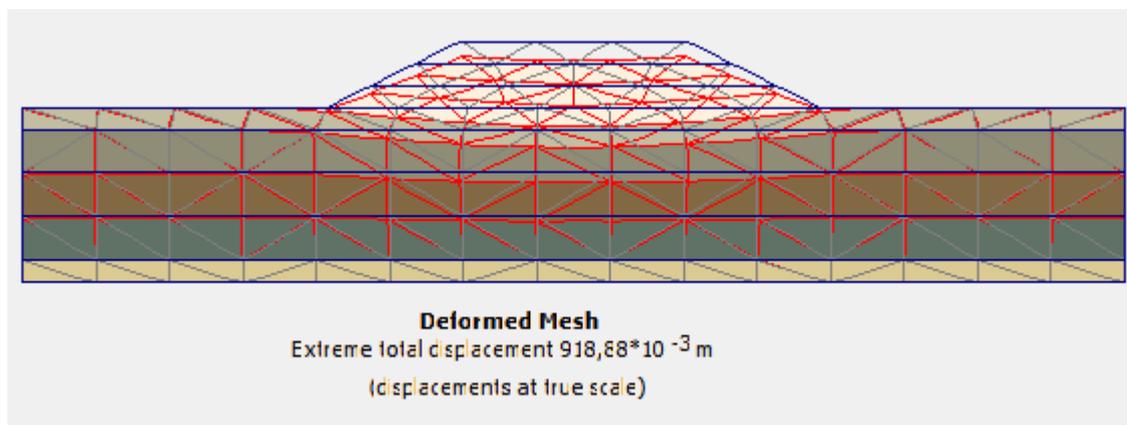
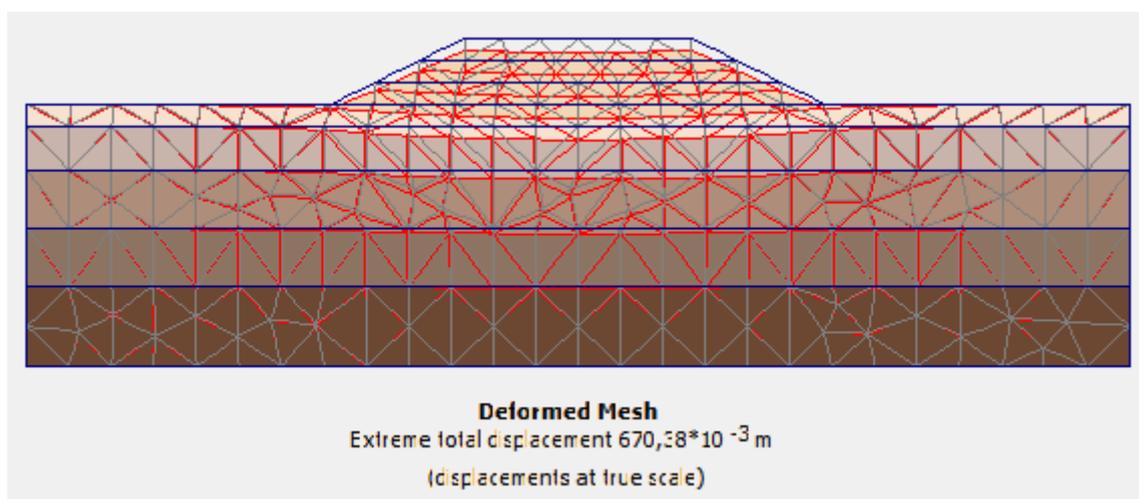


Figura 42 - Deformação do PI 02



4.1.2.2 Análise de sensibilidade do parâmetro de compressibilidade (C_c)

Uma série de simulações complementares foi realizada, onde houve uma variação de C_c em 25%, 50% e 75% para mais e para menos em relação aos parâmetros obtidos do ensaio de adensamento. Tal variação foi definida de modo a abranger a maior variação de C_c e respeitar a faixa de valores de Grando (2018), que encontrou valores de C_c entre 0,11 e 4,64 para a BR 280. Esta análise foi apenas realizada no PI01 e com finalidade de obter uma faixa de recalques representativo para o ponto e compara-la com o recalque obtido anteriormente. A Tabela 39 apresenta as variações realizadas e os recalques obtidos para o PI 01.

Tabela 39 – Variação do coeficiente de compressibilidade do PI 01

Camada	Variação	Cc	Recalque (m)
	Cc (adensamento)	0,752	0,915
Variação camada 2	Cc + 25%	0,94	1,01
	Cc + 50%	1,128	1,11
	Cc + 75%	1,316	1,2
	Cc - 25%	0,564	0,81
	Cc - 50%	0,376	0,7
	Cc - 75%	0,188	0,61
Variação camada 3	Cc + 25%	0,94	0,98
	Cc + 50%	1,128	1,04
	Cc + 75%	1,316	1,1
	Cc - 25%	0,564	0,84
	Cc - 50%	0,376	0,77
	Cc - 75%	0,188	0,68
Variação camada 4	Cc + 25%	0,94	0,97
	Cc + 50%	1,128	1,02
	Cc + 75%	1,316	1,06
	Cc - 25%	0,564	0,85
	Cc - 50%	0,376	0,8
	Cc - 75%	0,188	0,74

Fonte: autora.

De acordo com as combinações dos parâmetros de compressibilidade, os recalques oscilaram entre 0,61 e 1,2 metros.

4.1.2.3 Análise de sensibilidade da permeabilidade

A análise de sensibilidade realizada neste capítulo teve o objetivo de identificar uma possível faixa de tempos de estabilização das deformações verticais fixando os demais parâmetros, incluindo os de compressibilidade.

Como explicado anteriormente, para o PI 01, devido a presença de uma extensa camada turfosa, os ensaios realizados neste ponto foram todos descartados. Devido à falta de dados de adensamento para o ponto, foram utilizados os resultados dos ensaios entre os dois pontos de investigação, adotando-se ch com o valor de duas vezes cv .

Os valores encontrados de cv do ensaio de adensamento e dissipação foram confrontados com os característicos do depósito da BR 280 estudado por Grandó (2018). A Tabela 40 resume os valores comparados.

Tabela 40 - Coeficientes de adensamento do depósito

Cv/Ch	Grando (2018)		PI 01		PI 02	
	Dissipação	Adensamento	Dissipação	Adensamento	Dissipação	Adensamento
Cv. 10^{-7} (m ² /s)	1,3 - 4	0,45 - 8	-	3,75	1,61	2,7
Ch. 10^{-7} (m ² /s)	5,1 - 11,7	-	-	7,5	3,2	5,4

Fonte: autora.

Observa-se que todos os valores encontrados se encaixam da faixa característica encontrada pela autora no depósito, ou seja, coeficiente de adensamento vertical de $1,3 \times 10^{-7}$ m²/s a 4×10^{-7} m²/s e horizontal de $5,1 \times 10^{-7}$ m²/s a $11,7 \times 10^{-7}$ m²/s.

Nenhuma retroanálise com placas de recalque foi efetuada, ou seja, nenhum outro método foi empregado para aferição de c_v e c_h .

É importante observar que quando utilizado o modelo constitutivo Soft Soil os coeficientes de consolidação c_v e c_h não são parâmetros diretos de entrada. No entanto, pode-se determinar os coeficientes para a partir das equações (69) a (70). Neste sentido, para viabilizar a análise foi necessária a definição de uma faixa de valores de permeabilidade. Os valores adotados são apresentados na Tabela 41.

$$c_v = k \cdot \frac{(1+e_0)}{\lambda} \cdot \frac{\sigma'_v}{\gamma_w} \quad (69)$$

$$c_h = k \cdot \frac{(1+e_0)}{\lambda} \cdot \frac{\sigma'_h}{\gamma_w} \quad (70)$$

$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v \quad (71)$$

$$k_0 = 1 - \sin \phi \quad (72)$$

A Tabela 41 demonstra o resultado da faixa de variação de tempo de ocorrência de recalques. Os demais parâmetros permaneceram fixos.

Tabela 41 - Variação do coeficiente de permeabilidade

Camada	kv (m/d)	kh(m/d)	Recalque (m)	Tempo (meses)
Variação	2,76E-05	2,6E-05	0,92	414
camada 2	4,72E-03	4,72E-03	0,88	124
	3,94E-06	4,33E-06	0,912	652
Variação	2,76E-05	2,6E-05	0,92	290
camada 3	4,72E-03	4,72E-03	0,94	75
	3,94E-06	4,33E-06	0,92	407
Variação	2,76E-05	2,6E-05	0,92	299
camada 4	4,72E-03	4,72E-03	0,95	85
	3,94E-06	4,33E-06	0,91	346

Fonte: autora.

De acordo com as combinações das permeabilidades das camadas de argila mole do PI01, levando em consideração os valores característicos da BR 280, o tempo para a ocorrência de 96% dos recalques variaram entre 75 à 652 meses para os recalques na ordem de 0,91m.

4.2 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.2.1 MAGNITUDE DOS RECALQUES

Visando verificar os resultados obtidos com a modelagem em elementos finitos, um cálculo analítico para previsão de recalque foi realizado de acordo com a geometria demonstrada no item 3.3. Nesta análise os dois aterros teóricos são considerados iguais, tanto nas alturas, quando nas inclinações. Na Figura 34 ilustra-se a separação das camadas de argila e as alturas de drenagem consideradas para cada ponto de investigação. Mesmas considerações adotadas nas modelagens realizadas no software PLAXIS.

Na verificação analítica, a magnitude dos recalques foi calculada através da equação (18), onde os acréscimos de tensão considerados foram calculadas através do gráfico de Osterberg, calculados por meio da equação (19), e distribuídos até o centro de cada camada. Por fim, a soma das parcelas dos recalques de cada camada resultou no recalque final.

Os valores de recalques obtidos pelo equacionamento descrito encontram-se na Tabela 42, onde também são apresentados para comparativo os valores obtidos nas simulações em elementos finitos quando adotados os valores característicos (item 4.1.2.1).

Tabela 42 - Previsão de recalques finais

Método	PI 01	PI 02
Analítico	70 cm	66 cm
Numérico - Plaxis	91,8 cm	67 cm

Fonte: autora.

O objetivo desta etapa foi a verificação dos recalques por diferentes métodos de cálculo, e com isto, investigar se o resultado da simulação numérica é coerente com o resultado da teoria clássica de Terzaghi (1936). Apesar da diferença de 23,4 % para do PI 01 e 6,4% para o PI 02 com o *software*, julgou-se que houve uma boa convergência entre as análises. Tal comparação demonstra a importância dos elementos finitos na geotécnica, principalmente para a previsão de recalques. Porém, deve-se ressaltar que a desigualdade entre os dois métodos ocorre devido seus critérios particulares de cálculo.

4.2 TEMPO PARA ESTABILIZAÇÃO DOS RECALQUES

Uma análise analítica da evolução dos recalques com o tempo foi calculada de acordo com a teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi, por intermédio das equações (25), (26) e (27). Com tais equações averigua-se o tempo necessário para a ocorrência do recalque previsto. Na pesquisa considerou-se um aterro de classe I, e de acordo com o DNER (1990) tais aterros devem atingir 96% (U_{96}) da consolidação.

De forma a visualizar o quão longo seria o período de desenvolvimento dos recalques previstos, configurou-se as seguintes possibilidades: para o ponto PI 01 com 2 faces drenantes, como pode ser observado no perfil característico; e para o ponto PI 02 considerou-se apenas com 1 face drenante.

A Tabela 43 resume as alturas de drenagem (H_{dr}) e os coeficientes utilizados nesta etapa, assim como os resultados dos respectivos tempos de estabilização dos recalques ($U_{96\%}$). Observando a caracterização de um tempo de drenagem de somente 11 meses para o ponto PI 01, tempo muito distinto do caracterizado pela análise numérica, também foram calculados os tempos de acordo com os coeficientes de adensamento verticais médios de cada camada provenientes da equação (69), conforme dados de permeabilidade do ensaio de CPTu. Esta análise apresentou tempos de estabilização mais coerentes aos obtidos na modelagem numérica, software PLAXIS, conforme pode ser verificado na Tabela 44.

Tabela 43 - Tempo de estabilização dos recalques de acordo com a teoria unidirecional de Terzaghi.

	harg (m)	H_{dr} (m)	c_v (m²/s)	Tempo ($U_{96\%}$)
PI 01	6,2	3,1	3,8E-06	11 meses
PI 02	12	11	2,61-06	247 meses

Fonte: autora.

Tabela 44 - Tempo de estabilização dos recalques ($U_{96\%}$) de acordo os c_v provenientes do CPTu e em confronto com o obtido no modelo Soft Soil

Ponto	Tempo Analítico (meses)	Tempo Soft Soil (meses)
PI 01	298	244
PI 02	287	283

Fonte: autora.

Os tempos de estabilização requeridos para ambos os pontos são extremamente elevados tanto na análise comparativa (analítico tempo de 298 e 287 meses; numérico tempo 244 e 283 meses) considerando os parâmetros característicos como na análise de sensibilidade (75 à 652 meses). Com isto, destaca-se a importância de adotar-se métodos para a aceleração do adensamento

4.3 ACELERAÇÃO DOS RECALQUES

Dado que o recalque primário acontece devido a saída de água dos vazios, ao facilitar essa saída, conseqüentemente acelera-se o recalque. O geodreno faz com que, além da drenagem vertical, aconteça uma drenagem horizontal diminuindo o tempo de consolidação da argila mole, portanto, é uma solução satisfatória para o problema descrito. Os geodrenos utilizados na pesquisa são os sintéticos, com espessura média de 10mm. Os espaçamentos entre cada fita de geodreno foram calculados de acordo com as equações (31), (32), (33) e (34), provenientes da teoria do adensamento puramente radial. Gerando as seções da Figura 43 e da Figura 44.

Figura 43 - Seção PI 01

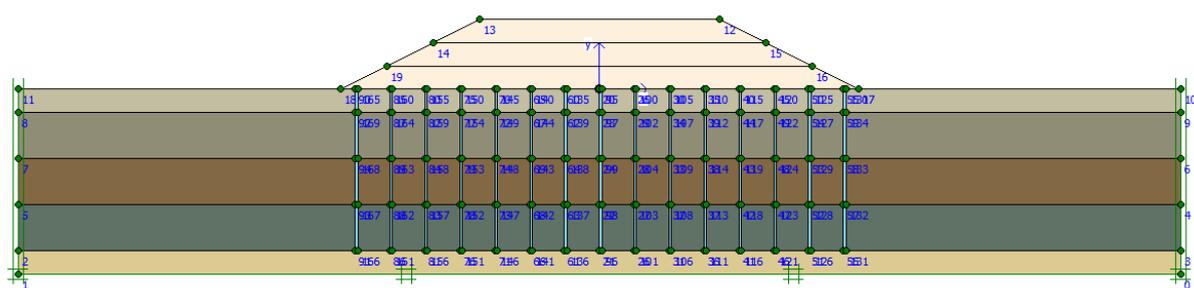
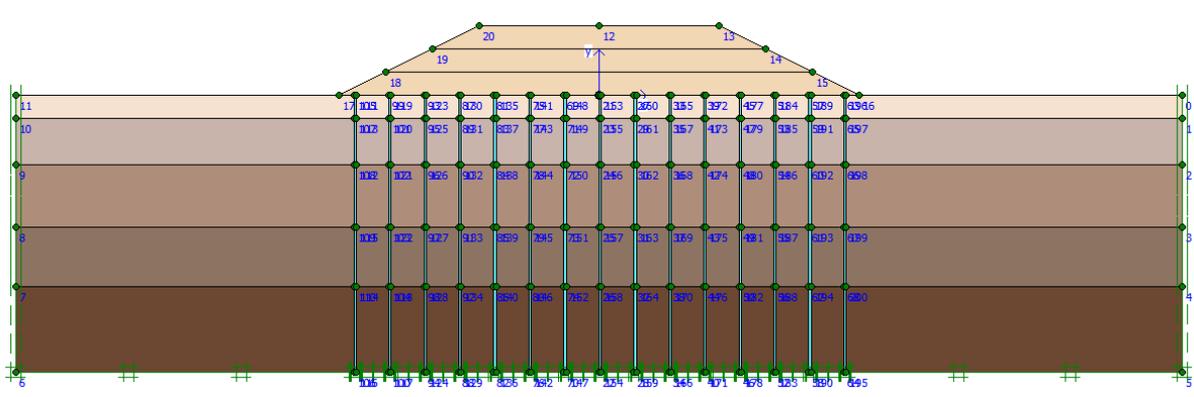


Figura 44 - Seção PI 02



Foram calculados os adensamentos verticais de acordo com a teoria do adensamento vertical, com as equações, (25), (26) e (27), assim, obteve-se o tempo necessário para que o excesso de poropressão fosse dissipado e a consolidação estabilizada.

O colchão drenante, apesar de ser usualmente projetado nos aterros rodoviários, nesta pesquisa foi desconsiderado, tendo em vista que o primeiro metro em profundidade de ambos os pontos contém areia, ou seja, material drenante, como visto nos perfis característicos do capítulo 3.3.

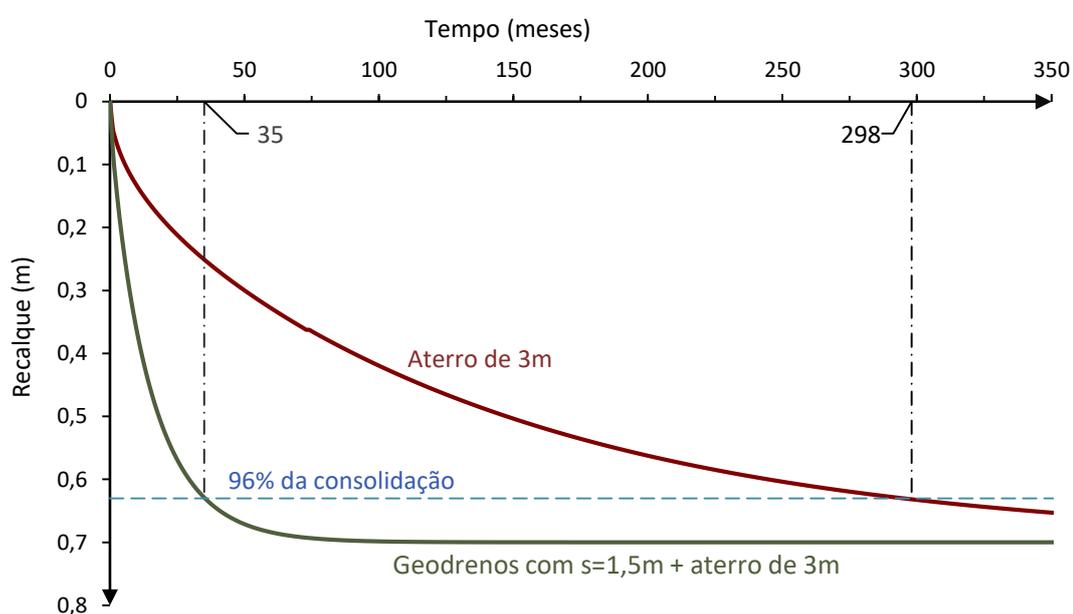
Com o grau de adensamento horizontal (U_h) e vertical (U_v), calculou-se o grau de adensamento médio (U_{vh}), de acordo com a Teoria de adensamento combinado e através da equação (36), apresentada por Terzaghi (1943).

Foram feitas comparações entre os usos das malhas quadradas e triangulares, porém o tipo de malha que obteve a maior redução do tempo de consolidação foi a triangular, uma vez que este tipo de malha tende à “costurar” melhor os espaços entre cada dreno, tal desempenho é ilustrado na Figura 17. Considerou-se, então, o diâmetro de influência (d_e) dado pela equação (38).

Os passos seguidos para o dimensionamento do projeto, ou espaçamento entre cada dreno, foram os do capítulo 2.6.1.4, sendo que o critério de redução máxima do tempo foi de respeitar o espaçamento mínimo de 1,5 metros, como recomendaram Almeida e Marques (2014).

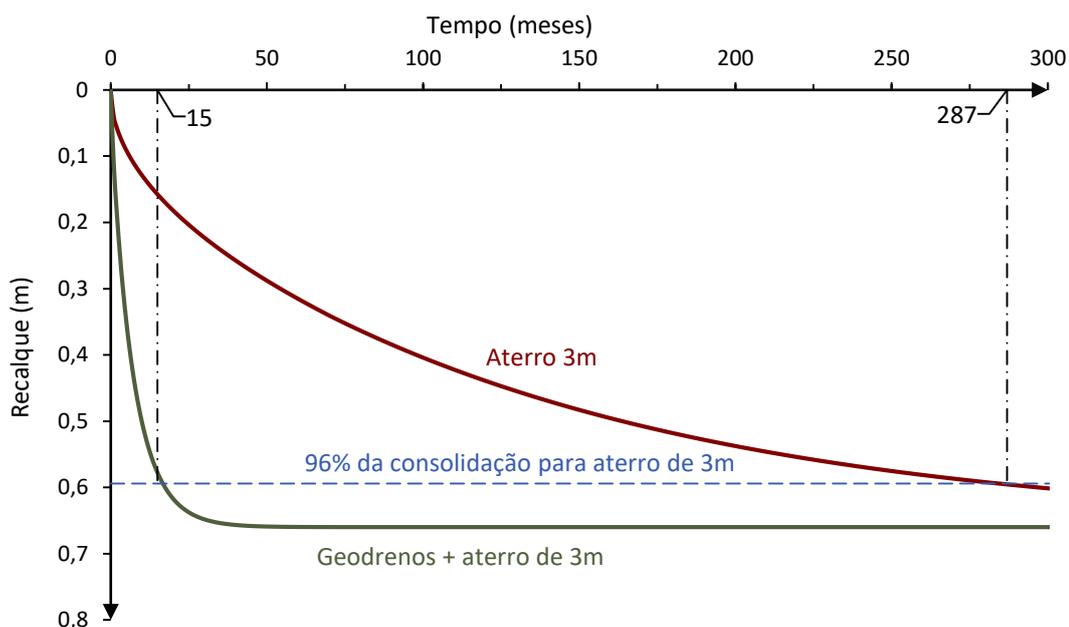
Para a devida comparação entre o tempo de consolidação sem utilização e com a utilização dos geodrenos foram plotados os gráficos apresentados na Figura 45 e na Figura 46. Estes gráficos são resultado do cálculo analítico.

Figura 45 - Curvas tempo x recalque para o PI 01



Fonte: autora.

Figura 46 - Curvas tempo x recalque para o PI 02



Fonte: autora.

Os gráficos evidenciam o a significativa redução do tempo de consolidação com a aplicação dos geodrenos em ambos os pontos, comprovando a eficácia da utilização destes dispositivos nas obras rodoviárias. Embora o tempo de consolidação não tenha atingido o usual utilizado na pratica (6 meses), o tempo de consolidação do PI01 foi reduzido em 88,2% e do PI 02 em 80,8%.

No modelo numérico, como a versão do software utilizada não permitia a utilização dos drenos, foram criadas camadas verticais com a mesma espessura (5mm) dos drenos, com material de permeabilidade elevada, e com os mesmos espaçamentos ($s = 1,5\text{m}$). A análise de consolidação resultou em uma redução significativa do tempo.

Observou-se que o tempo de estabilização dos recalques para o PI 01 diminuiu de 244 meses para 45 meses e para o PI 02 de 283 para 14 meses. Percentualmente esta redução representa 81,5% para o PI 01 e 95% para o PI 02.

A Tabela 45 a seguir apresenta os tempos calculados analiticamente e numericamente.

Tabela 45 - Tempo de estabilização dos recalques com a utilização dos geodrenos

Ponto	s (m)	Tempo ($U_{96\%}$) (meses)	Tempo Plaxis ($U_{96\%}$) (meses)
PI 01	1,5	35	45
PI 02	1,5	15	14

Fonte: autora.

Ao considerar a utilização dos geodrenos o tempo de consolidação calculados analiticamente foram de 35 meses para o PI01 e 15 meses para o PI02. Pela análise do PLAXIS o tempo resultante foi de 45 e 14 meses, respectivamente.

Destaca-se que este tempo pode ser aferido em campo através da utilização de instrumentação adequada (a saber, placas de recalque, piezômetros e inclinômetros).

4.4 Quadro resumo dos resultados

A teoria clássica de Terzaghi (1936) foi utilizada para a avaliação analítica dos recalques, os recalques totais obtidos foram de 0,7m para o PI01 e de 0,66m para o PI02. Os tempos de ocorrência para 96% das deformações calculadas foram na ordem de 298 e 287 meses respectivamente.

A teoria do adensamento combinado foi utilizada para acelerar os recalques com os geodrenos. Assim, o tempo de ocorrência para 96% das deformações foram na ordem de 35 meses para o PI01 e 15 meses para o PI02.

A Tabela 46 abaixo representa os resultados obtidos analiticamente na pesquisa.

Tabela 46 – Tabela resumo da magnitude e tempo de ocorrência dos recalques calculados analiticamente

Ponto	Recalque (cm)	Sem drenos (meses)	Com drenos (meses)
PI 01	70	298	35
PI02	66	287	15

Por elementos finitos, os recalques resultantes foram de 0,91m para o PI 01 e 0,67m para o PI02. Os tempos de ocorrência para 96% das deformações na ordem de se 244 e 283 meses respectivamente. Com a aplicação dos drenos, o tempo foi reduzido para 45 e 14 meses.

A Tabela 47 representa os resultados obtidos numericamente na pesquisa, através do PLAXIS.

Tabela 47 - Tabela resumo da magnitude e tempo de ocorrência dos recalques calculados numericamente (PLAXIS)

Ponto	Recalque (cm)	Sem drenos (meses)	Com drenos (meses)
PI 01	91	244	45
PI02	67	283	14

O software contribuiu para a aferição dos resultados analíticos. Faz-se a ressalva que a ferramenta modela argilas moles muito bem se os parâmetros introduzidos sejam corretos. Infelizmente, no Brasil não é comum a realização do ensaio triaxial CIU que fornece os parâmetros faltantes desta pesquisa (coesão e ângulo de atrito efetivos), então as pesquisas que utilizam o software como ferramenta sofrem com esta demilitação. Ainda, destaca-se a falta de maiores quantidades do ensaio de adensamento em cada ponto, para uma melhor aferição dos cálculos (de acordo com parâmetros de compressão e recompressão e tensão de sobreadensamento), deveria ser realizado no centro de cada camada.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho ilustrou-se o desafio que um engenheiro geotécnico enfrenta na escolha dos parâmetros geotécnicos para os projetos de obras civis, principalmente quando depara-se com um solo com peculiaridade de baixa resistência ou, como no caso das turfas, que possuem comportamento de difícil caracterização.

A partir dos resultados desta pesquisa foi possível concluir que a área onde haverá a construção do aterro é caracterizada por um solo predominantemente argiloso e com camadas significativas de turfas.

Na interpretação dos resultados dos ensaios, foram utilizadas correlações com os ensaios CPTu confrontando-as com os resultados obtidos com resultados característicos para a região e para as argilas brasileiras

Para a avaliação dos recalques foram realizadas análises pela teoria clássica de Terzaghi (1936) e por elementos finitos, utilizando o software PLAXIS. Quando analisado o comportamento das seções sem utilização de geodrenos os recalques totais obtidos pelo método analítico foram de 0,7m para o PI01 e de 0,66m para o PI02. Pela análise no PLAXIS, os recalques foram de 0,91m e 0,706m, respectivamente.

Os tempos de ocorrência para 96% das deformações calculadas foram na ordem de 298 meses para o PI 01 e 287 meses para o PI 02. Pelo software obteve-se 244 e 283 meses, respectivamente.

Quando utilizados os geodrenos reduziram consideravelmente os tempos de estabilização dos recalques. Ao utilizar a teoria do adensamento combinado, os tempos calculadas foram na ordem de 35 meses para o PI 01 e 15 meses para o PI 02. Numericamente obteve-se 45 e 14 meses, respectivamente.

Foi constatado que entre os dois métodos de cálculo houve uma considerável diferença, sendo esta, segundo Cordeiro (2019), justificada pelas diferentes considerações entre os dois métodos no tratamento da permeabilidade que na teoria clássica considera o fluxo hidráulico totalmente vertical enquanto que no PLAXIS há a possibilidade fluxo combinado (vertical e horizontal).

Ao considerar a utilização dos geodrenos o tempo de estabilização das deformações verticais calculados analiticamente foram de 35 meses para o PI01 e 15 meses para o PI02. Pela análise do PLAXIS o tempo resultante foi de 45 e 14 meses, respectivamente.

As análises de sensibilidade dos parâmetros do PI01 de compressibilidade e permeabilidade identificaram faixas possíveis de variação de deformação e tempos de estabilização. A faixa de variação adotada para C_c caracterizou recalques entre 0,61 e 1,2 metros, estando os recalques obtidos pelo PLAXIS dentro desta faixa de variação para ambos os pontos. Quanto aos parâmetros de permeabilidade a faixa de variação adotada para k_h e k_v caracterizou períodos de estabilização dos recalques variando entre 75 à 652 meses, e também englobando os tempos de estabilização das deformações obtidos pelo PLAXIS.

Na comparação das análises de estabilidade: tensões efetivas x tensões totais, ambas realizadas no PLAXIS, verificou-se que houve razoável convergência entre elas, onde o fator de segurança obtido com S_u foi de 1,381 para o PI01 e 1,58 para o PI02 enquanto que com c' e ϕ' foi de 1,52 e 1,57 respectivamente, tais parâmetros foram escolhidos por representarem fatores de segurança semelhantes aos obtidos quando utilizado o S_u . Observou-se ainda que as superfícies de ruptura apresentaram semelhanças nos pontos de entrada e de saída e na profundidade alcançada.

5.2 RECOMENDAÇÕES

Como sugestões de futuras pesquisas destaca-se:

- Utilização da instrumentação para comparação entre os recalques oriundos da modelagem por elementos finitos com as leituras das placas de recalque, o mesmo para a avaliação da estabilidade com o monitoramento dos inclinômetros, afim de averiguar se há concordância entre os resultados;
- Realização de ensaios CIU para obtenção de c' e ϕ' e calibração das análises de estabilidade em termos de tensões efetivas;
- Avaliação da compressão secundária;
- Realizar uma busca com maior variação de ϕ' , de acordo com as referências da região entre Florianópolis de Magnani e São Paulo nas camadas;
- Aplicar um aterro de sobrecarga para otimizar o desempenho dos geodrenos;
- Realizar uma avaliação da magnitude dos recalques e tempo de estabilização caso a construção do aterro fosse em etapas.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles - Projeto e Desempenho**. 1º ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2010.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterro Sobre Solos Moles - Projeto e Desempenho**. 2º ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2014.

BARAN, K. R. **Propriedades Geotécnicas de Compressibilidade de uma Argila Mole de Itajaí-SC**, 2014. Florianópolis, Brasil: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. Statistical Relationships Between Piezocone Measurements and Stress History of Clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33(3), p. 488–498, 1996.

CORDEIRO, R. **Avaliação do comportamento de aterro executado sobre depósito de argila mole na rodovia BR 470 em Gaspar/SC**, 2019. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC. Florianópolis.

DAS, B. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DAS, B. M. **Principles of Foundation Engineering**. 7º ed. Stamford, USA: Cengage Learning, 2007.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7º ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DIENSTMANN, G. **Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS**, 2011. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre.

DNER. **Manual de Projeto e Execução de Aterros sobre Solos Moles**. Rio de Janeiro: Geomecânica, 1990.

DNIT. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **BR-280 SC. Projeto Executivo de Engenharia para Duplicação de Rodovia Incluindo Restauração e Melhoramentos para Adequação da Capacidade e Segurança.**, p. 482, 2012.

DUNCAN, J. M.; BUCHIGNANI, A. L. **An Engineering Manual for Settlement Studies**. Berkeley, University of California, 1976.

ELY, D. M. **Esforços devidos a sobrecargas assimétricas no encontro norte da ponte sobre o rio Paulo Lopes – Duplicação da BR-101**, 2008. 76p. Monografia (Trabalho

de Conclusão de Curso), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC.

GOOGLE EARTH. Imagens. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/@-26.4571338,-48.8198954,9904m/data=!3m1!1e3>>. Acesso em: 5/5/2019.

GRANDO, Â. **Propriedades e Parâmetros Geotécnicos de Depósitos com Argilas Moles de Santa Catarina**, 2018. Florianópolis, Brasil: 807p. Tese (Doutorado em Infraestrutura e Gerência Viária), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil-PPGEC, Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. **An Introduction to Geotechnical Engineering**. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1981.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the Piezocone in Clay. **Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando**, p. 777–783, 1988.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. **Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 1, p. 57–153, 1985. San Francisco, California.

JEFFERIES, M. G.; BEEN, K. **Soil Liquefaction: a critical state approach**. 1º ed. London: Taylor & Francis Group, 2006.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60. **Geotechnical Testing Journal**, v. 16, n. 4, p. 458–468, 1993.

KULHAWY, F.; MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundations Design**. Ithaca, NY: Cornell University, 1990.

LMS UFSC. **Laboratório de Mecânica dos Solos**. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina - Departamento de Engenharia Civil, 2014.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. **Blackie Academic & Professional**, p. 352, 1997.

MAGNANI, H. DE O. **Comportamento de Aterros reforçados sobre solos moles levados à Ruptura**, 2006. Tese (Doutorado). Rio de Janeiro: UFRJ.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MASSOCCO, N. S. **Determinação de Parâmetros de Compressibilidade e de Resistência não Drenada de Argila Mole - Estudo de Caso**, 2013. Florianópolis, Brasil: 114p. Monografia - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

NBR 12007. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo -**

Ensaio de Adensamento Unidimensional, p. 13, 1990. Rio de Janeiro.

NBR 6484. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio**, p. 17, 2001. Rio de Janeiro.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3º ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta. **Solos e Rochas**, v. 9(2), p. 33–45, 1986.

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

PLAXIS. **Plaxis – Material Models Manual**. Disponível em: <<https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>>: Acesso em: março de 2018, 2018.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Canadá: Rainbow-Bridge Book Co, 1980.

ROBERTSON, P. K. Soil Classification Using the Cone Penetration Test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, p. 151–158, 1990.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of Cone Penetration Tests - A Unified Approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46(11), p. 1337–1355, 2009.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. Guide To Cone Penetration. **Gregg and Driling & Testing**, p. 138, 2012.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 5º ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc, 2015.

SAKAMOTO, M. Y. **Solução Geotécnica com Utilização de EPS em Aterros Sobre Solo Mole**, 2018. Florianópolis, Brasil: 200p. Monografia - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo**. 2º ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. DE. Análise. Projeto e Execução de Fundações Rasas. In: PINI (Org.); In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q; CARVALHO, C S; NIYAMA, S. (Coord). **Fundações – Teoria e Prática**. 2º ed, p.227–264, 1998. São Paulo: Pini.

TEIXEIRA, L. M. **Análise numérica do comportamento de um oleoduto sujeito a movimentos de encosta**, 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade

Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

WIKIPÉDIA. Imagens. Disponível em: <<https://pt.wikipedia.org/wiki/Guaramirim>>.

Acesso em: 5/5/2019.