



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

Bianca de Córdova Caetani

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO
DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES**

FLORIANÓPOLIS

2022

BIANCA DE CÓRDOVA CAETANI

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO
DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES**

Trabalho de 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 Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr..

FLORIANÓPOLIS

2022

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

Caetani, Bianca de Córdova

Simulação numérica e análise paramétrica do
comportamento de um aterro sobre solos moles / Bianca de
Córdova Caetani ; orientador, Naloan Coutinho Sampa, 2022.
144 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Aterros sobre solos moles. 3.
Modelagem Numérica. 4. Análise Paramétrica. I. Sampa,
Naloan Coutinho. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Bianca de Córdova Caetani

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO
DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Bacharel em Engenharia Civil” e aprovado em sua forma final pelo Curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 22 de julho de 2022.

Prof. Liane Ramos da Silva
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Civil Diego Cesar Sanchez
Avaliador
CGT Eletrosul

Este trabalho é dedicado à minha família, em especial à minha amada mãe, Raquel de Córdova Caetani, que devotou sua vida a mim e a minha irmã.

AGRADECIMENTOS

Devo este trabalho à ajuda paciente e incentivadora de muitas pessoas amigas.

Sob o aspecto pessoal, meu eterno agradecimento à minha família querida, que sempre me apoia em todas as minhas decisões. Aos meus pais, Raquel e Ricardo, por me ensinarem a apreciar os estudos e a buscar a excelência, por me incentivarem durante o curso de Engenharia Civil, me acompanhando durante a trajetória na graduação, com todo o apoio emocional e financeiro e por serem compreensivos com as minhas ausências. A minha irmã, Rúbia, minha melhor amiga e meu maior orgulho, que esteve ao meu lado nas longas noites de estudos e nos momentos felizes.

A toda minha amada família, sempre cheia de elogios e interessada na minha jornada como estudante de engenharia. Em especial, meu primo Caio, que me auxiliou ao final do trabalho.

À convivência muito especial durante esses 5 anos e meio com os meus amigos e colegas de curso, particularmente às “Civilizadas”, brilhantes, parceiras e inesquecíveis. Meu obrigada especial à Cris, à Giu, à Ju Fiates, à Ju Bonelli, à Gio e à Isadora, minhas irmãs de coração que estiveram comigo desde a primeira semana de aula, me acompanhando nos estudos, nas risadas, nos drinks e dando conselhos. Nossa amizade, iniciada na UFSC, é agora da vida toda. Ao João Paulo, ao Paulo, à Mari, ao Vitor e Gabi e ao André, meus queridos amigos, agradeço por todos as memórias que colecionamos, quero vocês sempre perto. À Jade, minha querida amiga e parceira de artigos, estágio e TCC, meu muito obrigada por abrir meus olhos à geotecnia, por estar comigo nos momentos apreensivos ao longo da escrita do trabalho, por todos os almoços na Eletrosul e por todos os desabafos.

Ao meu namorado, Bernardo, pela tamanha compreensão da minha ausência e por todo o incentivo, encorajamento e alegrias durante este período.

Sob o ponto de vista educacional, agradeço primeiramente à UFSC, meu lugar de aprendizado e criação de memórias, que juntamente ao Departamento de Engenharia Civil, me permitiram desenvolver inúmeras habilidades e construir amizades de uma vida toda. Ao EPEC, por todo o conhecimento prático obtido nos meus semestres de caloura e por todos os laços afetivos com pessoas incríveis que ali pude construir. À ATEC, por todos os momentos de diversão e comprometimento e por propiciar o início de muitas amizades.

Meu muito obrigada ao meu querido orientador, professor Naloan Coutinho Sampa, por ter aceitado o convite de me orientar, primeiramente nos artigos publicados e depois,

neste trabalho. Agradeço pelo incentivo, pelo vasto conhecimento repassado, pela cobrança, pelas longas e inúmeras reuniões, pela extrema dedicação, paciência e por servir de inspiração. Na elaboração deste trabalho, com a ajuda do professor Naloan, pude ver a geotecnia com outros olhos. Estendo o agradecimento pela oportunidade de ser aluna na disciplina optativa de Estabilização dos Solos, na qual tive a oportunidade de adquirir conhecimentos específicos e preciosos.

A todos os professores da UFSC e do ECV, com os quais tive o prazer de participar de suas aulas, agradeço pelos conteúdos ensinados com maestria e pelos conselhos profissionais. Em especial, um agradecimento ao professor Rafael dos Reis Higashi, por ter aceitado o convite de participar da minha banca e por todas as aulas das disciplinas de Mecânica dos Solos, ministradas com excelência e muita simpatia.

Por fim, em relação ao aspecto profissional, agradeço à CGT Eletrosul, pela oportunidade de estágio e por todo o aprendizado e amizades que me desenvolveram profissional e pessoalmente. Ao DES e a toda equipe do SECAT, que desde meu primeiro dia de estágio, fez do ambiente de trabalho repleto de projetos, um local agradável, com boas conversas e bom-humor. Em especial, agradeço ao Diego Cesar Sanchez, meu supervisor, por ter aceitado fazer parte da minha banca, por todo o vasto conhecimento transmitido durante este 1 ano e meio na empresa, pelo seu constante incentivo e confiança no meu trabalho e, nessa reta final do TCC, por ter sido extremamente compreensivo. Agradeço também ao Paulo Obadovski, que me acompanhou de perto desde o início, sempre compartilhando seus ensinamentos técnicos e valiosos conselhos ao longo desse período. E aos queridos Ana e Christiano, que nos dias de trabalho, sempre se interessaram pelo andamento do TCC, contribuindo com boas conversas. Toda a equipe do SECAT serviu de grande inspiração e estará pra sempre em minha memória.

RESUMO

Os desafios técnicos e construtivos inerentes à execução de obras de engenharia sobre solos moles demandam um contínuo desenvolvimento ou aperfeiçoamento das técnicas e dos métodos utilizados tanto para investigar o comportamento dos solos como para dimensionar e avaliar o desempenho dessas obras. A propósito, a prática atual de engenharia vem incorporando intensamente a modelagem numérica por Método dos Elementos Finitos na análise de problemas complexos, em termos de execução, carregamento e condições de contorno. Seguindo essa tendência, o presente trabalho analisou, por meio de modelagem numérica em um *software* de elementos finitos, não só o comportamento de um aterro não reforçado sobre solos moles como também a influência dos parâmetros geotécnicos e geométricos nesse comportamento. As 19 simulações numéricas do modelo definido foram feitas no *software* Abaqus, a partir do qual foi estabelecido o critério de ruptura Mohr-Coulomb para o material granular do aterro e o modelo Cam Clay Modificado para solos moles da fundação. A geometria do modelo numérico e a faixa dos parâmetros geotécnicos adotados foram definidas com base nos trabalhos publicados na literatura. Para o estudo paramétrico, variaram-se os seguintes parâmetros: ângulo de atrito do aterro; módulo de elasticidade do aterro; espessura do solo mole; índices de recompressão e compressão do solo mole; declividade da linha do estado crítico. Como resultados, o trabalho apresenta e discute o comportamento do recalque, deslocamento horizontal, excesso de poropressão, variação de tensão efetiva em função do tempo, da distância horizontal e da profundidade. Os resultados foram normalizados para facilitar a interpretação e comparações futuras. Ademais, são apresentados e discutidos os resultados do estudo paramétrico de modo a quantificar e destacar a influência dos parâmetros analisados no comportamento do modelo numérico. Concluindo, destaca-se o potencial do *software* utilizado e as contribuições deste trabalho para o entendimento do comportamento de aterros não reforçados sobre solos moles.

Palavras-chave: Solos moles. Aterros sobre solos moles. Análise paramétrica. Elementos finitos. Simulação numérica. Abaqus.

ABSTRACT

The technical and constructive challenges inherent to the execution of engineering works on soft soils require a continuous development or improvement of the techniques and methods used both to investigate the behavior of the soils and to design and evaluate the performance of these works. By the way, current engineering practice has been intensively incorporating numerical modeling by the Finite Element Method in the analysis of complex problems, in terms of execution, loading and boundary conditions. Following this trend, the present work analyzed, through numerical modeling in a finite element software, not only the behavior of an unreinforced embankment on soft soils but also the influence of geotechnical and geometric parameters on this behavior. The 19 numerical simulations of the defined model were performed in Abaqus software, from which the Mohr-Coulomb failure criterion was established for the granular material of the embankment and the Modified Cam Clay model for soft soils. The geometry of the numerical model and the range of the adopted geotechnical parameters were defined based on works published in the literature. For the parametric study, the following parameters were varied: embankment friction angle; modulus of elasticity of the embankment; thickness of the soft soil; recompression and compression indexes of the soft soil; slope of the critical state line. As a result, the work presents and discusses the behavior of settlement, horizontal displacement, excess pore pressure, effective stress variation as a function of time, horizontal distance and depth. The Results were normalized to facilitate interpretation and future comparisons. Furthermore, the results of the parametric analysis are presented and discussed in order to quantify and highlight the influence of the parameters on the behavior of the numerical model. In conclusion, the potential of the software used and the contributions of this work to the understanding of the behavior of unreinforced embankments on soft soils are highlighted.

Keywords: Soft soils. Embankments on soft soil ground. Parametric analysis. Finite element. Numerical Modeling. Abaqus.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação esquemática da célula de adensamento.....	31
Figura 2 – Esquema da câmara de ensaio triaxial	33
Figura 3 – Equipamento de sondagem	34
Figura 4 – Amostrador padrão Raymond	35
Figura 5 – Detalhe da sonda do piezocone: (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando a ponta	38
Figura 6 – Classificação dos resultados do ensaio CPT	40
Figura 7 - Gráfico de classificação de solos	40
Figura 8 - Exemplo de resultado de ensaio CPTu	43
Figura 9 – Palheta de aço de quatro aletas finas retangulares	44
Figura 10 - Métodos construtivos de um aterro sobre solos moles	46
Figura 11 – Sequência executiva da substituição de solo mole: (A) e (B) aterro de conquista, escavação e retirada de solo mole; (C) e (D) preenchimento da cava; (E) solo substituído	47
Figura 12 – Seção transversal de um aterro de ponta	48
Figura 13 – Ilustração do método de sobrecarga temporária.....	49
Figura 14 – Aterro construído em etapas e variação dos recalques	49
Figura 15 – Esquema de aterro executado com bermas de equilíbrio	50
Figura 16 – Esquema de aterro sobre geodrenos	51
Figura 17 – Recalques imediatos, por adensamento primário e por compressão secundária...	52
Figura 18 - Ábaco de Osterberg para cálculo de tensões verticais induzidas por um aterro...	55
Figura 19 – Modos de ruptura de aterros sobre solos moles	60
Figura 20 – Superfícies de ruptura circular e poligonal	61
Figura 21 – Superfície de plastificação no espaço e no plano octaédrico	67
Figura 22 - Representação da envoltória de ruptura Mohr-Coulomb.....	67
Figura 23 - Representação da condição do estado crítico	69
Figura 24 – Superfície de plastificação do modelo Cam-Clay Modificado	69
Figura 25 – Superfície de plastificação do modelo Cam-Clay no plano	70
Figura 26 - Curva de consolidação típica no plano $v \times \ln p'$	71
Figura 27 - Linhas típicas de consolidação virgem e estado crítico no plano $v \times \ln p'$	71
Figura 28 – Projeção da superfície de plastificação do Cam Clay no plano do estado crítico.	73
Figura 29 – Fluxograma das etapas da metodologia	74

Figura 30 - Características geométricas do modelo em análise.....	75
Figura 31 – Metade do domínio do conjunto aterro-fundação	76
Figura 32 - Condições de contorno na primeira etapa da simulação.....	79
Figura 33 - Condições de contorno na segunda etapa da simulação	80
Figura 34 – Malha adotada para a simulação numérica	81
Figura 35 – Pontos e linhas utilizados na extração dos dados.....	82
Figura 36 – Análises paramétricas – Bloco 1 – Parâmetros geotécnicos	85
Figura 37 – Análises paramétricas – Bloco 2 – Parâmetros geométricos	86
Figura 38 – Variação do recalque no tempo de 1 mês.....	88
Figura 39 – Variação do recalque no tempo de 4 anos.....	88
Figura 40 - Recalque <i>versus</i> raiz do tempo – Caso típico	89
Figura 41 - Recalque <i>versus</i> raiz do tempo – Ponto D	90
Figura 42 - Recalque <i>versus</i> distância horizontal – Caso típico – 1 mês, 1 ano e 4 anos	92
Figura 43 - Recalque <i>versus</i> distância horizontal – Linha L2H – 4 anos.....	93
Figura 44 - Recalque <i>versus</i> tensão vertical efetiva – Ponto B	94
Figura 45 – Deslocamento horizontal no tempo de 1 mês.	95
Figura 46 – Deslocamento horizontal no tempo de 4 anos.....	95
Figura 47 - Deslocamento horizontal <i>versus</i> profundidade – Caso típico – 1 mês e 4 anos	97
Figura 48 - Deslocamento horizontal <i>versus</i> profundidade – Linha L4V – 1 mês e 4 anos.....	98
Figura 49 - Distorção <i>versus</i> profundidade – Caso típico - 1 mês e 4 anos	99
Figura 50 - Distorção <i>versus</i> profundidade – Linha L4V – 1 mês e 4 anos.	100
Figura 51 - Velocidade de distorção <i>versus</i> profundidade – Linha L5V.....	102
Figura 52 – Excesso de poropressão no tempo de 1 mês.	103
Figura 53 – Excesso de poropressão no tempo de 4 anos.	103
Figura 54 - Excesso de poropressão <i>versus</i> distância horizontal – Caso típico – 1 mês, 1 ano e 4 anos.....	104
Figura 55 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> distância horizontal – 1 mês	105
Figura 56 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> profundidade normalizada – Caso típico – 1 mês.....	107
Figura 57 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> profundidade normalizada – Linhas L1V e L5V – 1 mês	108
Figura 58 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> distância horizontal – Caso típico – 1 mês, 1 ano e 4 anos.....	109

Figura 59 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> distância horizontal – 1 mês	110
Figura 60 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> profundidade normalizada – Caso típico	111
Figura 61 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> profundidade – Linha L1V – 1 mês	112
Figura 62 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> raiz do tempo – Caso típico	113
Figura 63 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> raiz do tempo – Ponto C	114
Figura 64 – Acréscimo de tensão vertical efetiva <i>versus</i> profundidade normalizada – Caso típico – 1 mês e 4 anos	116
Figura 65 – Acréscimo de tensão vertical efetiva <i>versus</i> profundidade normalizada.	117
Figura 66 – Influência dos parâmetros ϕ , E, κ , λ , M e Hs no comportamento do recalque...	119
Figura 67 - Influência dos parâmetros ϕ , E, κ , λ , M e Hs no comportamento do excesso de poropressão.....	120
Figura 68 - Influência dos parâmetros ϕ , E, κ , λ , M e Hs no comportamento do deslocamento horizontal.....	122
Figura 69 - Influência dos parâmetros ϕ , E, κ , λ , M e Hs no comportamento da variação da tensão vertical efetiva.....	123
Figura 70 – Caracterização geotécnica de um depósito de solos de Biguaçu por meio de ensaios de campo e laboratório.....	132
Figura 71 - Interpretação dos Resultados de Ensaio SPT e CPTu Realizados no Município de Biguaçu –SC.....	133
Figura 72 - Análise de Estabilidade e de Compressibilidade de uma Obra	134
Figura 73 - Soluções Adotadas para o Reforço de Fundações com Estacas Raiz.....	135
Figura 74 - Recalque <i>versus</i> raiz do tempo – $\rho \times \sqrt{t}$ – Espessura de 5 m	136
Figura 75 - Recalque <i>versus</i> raiz do tempo – $\rho \times \sqrt{t}$ – Espessura de 15 m	136
Figura 76 - Recalque <i>versus</i> raiz do tempo – $\rho \times \sqrt{t}$ – Espessura de 20 m	137
Figura 77 - Recalque <i>versus</i> distância horizontal - $\rho \times x$ – Espessura de 5 m.....	137
Figura 78 - Recalque <i>versus</i> distância horizontal - $\rho \times x$ – Espessura de 15 m.....	138
Figura 79 - Recalque <i>versus</i> distância horizontal - $\rho \times x$ – Espessura de 20 m.....	138
Figura 80 - Deslocamento horizontal <i>versus</i> profundidade – $\delta h \times z$ – 1 mês e 4 anos – Espessura de 5 m	139

Figura 81 - Deslocamento horizontal versus profundidade – $\delta h \times z$ – Comparação entre 1 mês e 4 anos – Espessura de 15 m	139
Figura 82 - Deslocamento horizontal versus profundidade – $\delta h \times z$ – Comparação entre 1 mês e 4 anos – Espessura de 20 m	140
Figura 83 – Distorção versus profundidade – $d \times z$ – 1 mês e 4 anos – Espessura de 5 m	140
Figura 84 - Distorção versus profundidade – $d \times z$ – 1 mês e 4 anos – Espessura de 15 m ...	141
Figura 85 - Distorção versus profundidade – $d \times z$ – 1 mês e 4 anos – Espessura de 20 m ...	141
Figura 86 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> profundidade normalizada – Espessuras de 5 m, 15 m e 20 m.....	142
Figura 87 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> profundidade normalizada – Espessuras de 5 m, 15m e 20 m.....	143
Figura 88 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> raiz do tempo – Espessura de 5 m	144
Figura 89 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> raiz do tempo – Espessura de 15 m	144
Figura 90 - Excesso de poropressão normalizado <i>versus</i> raiz do tempo – Espessura de 20 m	145
Figura 91 - Acréscimo de tensão vertical efetiva <i>versus</i> profundidade normalizada – 1 mês e 4 anos – Espessura de 5 m.....	146
Figura 92 - Acréscimo de tensão vertical efetiva <i>versus</i> profundidade normalizada – 1 mês e 4 anos – Espessura de 15 m.....	146
Figura 93 - Acréscimo de tensão vertical efetiva <i>versus</i> profundidade normalizada – 1 mês e 4 anos – Espessura de 20 m.....	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos de interesse na análise de comportamento de solos moles	29
Tabela 2 - Valores típicos de argilas moles brasileiras	29
Tabela 3 – Classificação da argila de acordo com o valor do OCR	32
Tabela 4 – Classificação de solos em função do N_{SPT}	36
Tabela 5 – Fator tempo T^* em função da porcentagem de dissipação da poropressão (U)	41
Tabela 6 - Razão de permeabilidade em argilas moles	42
Tabela 7 - Classificação de argilas quanto à sensibilidade.....	45
Tabela 8 - Recalques residuais máximos no sentido longitudinal da rodovia.....	58
Tabela 9 - Recalques residuais diferenciais máximos no sentido transversal à rodovia (quando aplicável)	59
Tabela 10 - Fator de segurança mínimo	62
Tabela 11 - Parâmetros geotécnicos do material granular de aterro.....	77
Tabela 12 - Parâmetros da argila mole da fundação.....	78
Tabela 13 - Valores atribuídos aos parâmetros do aterro na análise paramétrica	83
Tabela 14 - Valores atribuídos aos parâmetros de fundação na análise paramétrica	84

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ASTM – American Society of Testing and Materials
- COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
- CPT – Cone penetration test
- CPTu – Piezocone penetration test
- CR – Razão de compressão
- CU – Ensaio triaxial consolidado não drenado
- DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
- DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transporte
- IP – Índice de plasticidade
- LEC – Linha do estado crítico
- MEF – Método dos Elementos Finitos
- MEL – Método de Equilíbrio Limite
- NA – Normalmente adensado
- PA – Pré-adensado
- SPT – Standard penetration test
- RR – Razão de recompressão
- RSA – Razão de sobreadensamento
- OCR – Overconsolidation ratio
- UU – Ensaio triaxial não consolidado não drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

e	Índice de vazios
σ'_v	Tensão efetiva vertical
c_v	Coefficiente de adensamento vertical
a_v	Coefficiente de compressibilidade
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
D	Módulo de compressão volumétrica
C_s	Índice de recompressão
C_c	Índice de compressão
C_α	Índice de expansão
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento
s_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
ε_a	Deformação axial
ε_v	Deformação volumétrica
u	Poropressão
c	Coesão
ϕ	Ângulo de atrito
E_u	Módulo de elasticidade na condição não drenada
N_{SPT}	Resistência à penetração do amostrador SPT
N_{60}	Valor de N_{spt} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre
q_c	Resistência de ponta
f_s	Resistência por atrito lateral
u_2	Pressão neutra medida na base do cone
q_t	Resistência de ponta corrigida
R_f	Razão do atrito
B_q	Parâmetro de poropressão
Q_t	Resistência de ponta normalizada
F_r	Razão de atrito normalizada
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso
u_0	Pressão hidrostática
σ_{v0}	Tensão vertical total inicial <i>in situ</i>

σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva inicial <i>in situ</i>
N_{kt}	Fator de capacidade de carga
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
$c_{h(PA)}$	Coefficiente de adensamento horizontal na condição pré-adensada
T^*	Fator tempo
R	Raio de cone
I_r	Índice de rigidez
G	Módulo cisalhante
k_v/k_h	Razão de permeabilidade
$T_{máx}$	Torque máximo
D	Diâmetro da palheta
s_{ur}	Resistência ao cisalhamento residual
S_t	Sensibilidade
ρ_t	Recalque total
ρ_i	Recalque imediato
ρ_p	Recalque por adensamento primário
ρ_s	Recalque por compressão secundária
H_d	Distância de drenagem
e_0	Índice de vazios inicial
H_0	Espessura da camada de argila
σ'_{vf}	Tensão vertical efetiva final
q	Sobrecarga do aterro
$\Delta\sigma_v$	Acréscimo de tensão no meio da camada
γ_a	Peso específico do aterro
h_a	Altura do aterro
I	Fator de influência
U_v	Porcentagem média do adensamento vertical
q_c	Carregamento máximo
q_t	Tensão aplicada pela construção do aterro
T_v	Fator tempo
T_{50}	Tempo equivalente a 50% do adensamento primário
T_{90}	Tempo equivalente a 90% do adensamento primário

h_0	Altura do corpo de prova correspondente a 0% do adensamento primário
h_{90}	Altura do corpo de prova correspondente a 90% do adensamento primário
h_{100}	Altura do corpo de prova correspondente a 100% do adensamento primário
t_{50}	Tempo relativo a 50% dos recalques por adensamento primário
t_{90}	Tempo relativo a 90% dos recalques por adensamento primário
h_{cr}	Altura crítica do aterro
h_{adm}	Altura admissível do aterro
F_S	Fator de segurança
N_c	Fator de capacidade de carga
ε_{xx}	Deformação total normal na direção x
ε_{yy}	Deformação total normal na direção y
ε_{zz}	Deformação total normal na direção z
σ_{xx}	Componente da tensão normal na direção x
σ_{yy}	Componente da tensão normal na direção y
σ_{zz}	Componente da tensão normal na direção z
ν	Coefficiente de Poisson
τ_f	Tensão cisalhante
σ_f	Tensão normal no plano de ruptura
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão principal menor
M	Declividade da linha do estado crítico
q	Tensão desviadora
p'	Tensão efetiva média
λ	Índice de compressão
κ	Índice de recompressão
E	Módulo de elasticidade de Young
G	Módulo cisalhante
K	Módulo volumétrico
β	constante responsável por alterar a forma da superfície de plastificação
K	Taxa de tensão de fluxo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	JUSTIFICATIVA	23
1.2	OBJETIVOS	24
1.2.1	Objetivo Geral.....	24
1.2.2	Objetivos Específicos	24
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	25
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	26
2.1	ARGILAS MOLES BRASILEIRAS.....	26
2.1.1	Origem e Formação dos Depósitos de Solos Moles.....	26
2.1.2	Comportamento Característico de Solos Moles.....	27
2.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE INTERESSE EM SOLOS MOLES	28
2.2.1	Ensaio de Laboratório	30
2.2.1.1	<i>Ensaio de Adensamento Oedométrico</i>	30
2.2.1.2	<i>Ensaio de Compressão Triaxial</i>	32
2.2.2	Ensaio de Campo.....	34
2.2.2.1	<i>Sondagens à Percussão (SPT – Standard Penetration Test).....</i>	34
2.2.2.2	<i>Ensaio CPT/CPTu (Cone e Piezocone Penetration Test)</i>	37
2.2.2.3	<i>Ensaio de Palheta ou Vane Shear Test.....</i>	43
2.3	ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	45
2.3.1	Métodos Construtivos de Aterros Sobre Solos Moles	46
2.3.1.1	<i>Substituição de Solos Moles e Aterros de Ponta</i>	46
2.3.1.2	<i>Aterro Convencional com Sobrecarga Temporária</i>	48
2.3.1.3	<i>Aterros Construídos em Etapas</i>	49
2.3.1.4	<i>Aterros com Bermas de Equilíbrio</i>	50

2.3.1.5	<i>Aterros com Drenos Verticais</i>	50
2.3.2	Análise de Recalque de Aterros Sobre Solos Moles	51
2.3.2.1	<i>Teoria do Adensamento Unidimensional</i>	53
2.3.2.2	<i>Estimativa do Recalque por Adensamento Primário</i>	54
2.3.2.3	<i>Evolução de Recalque com o Tempo</i>	56
2.3.3	Análise de Estabilidade	59
2.3.3.1	<i>Modos de ruptura</i>	59
2.3.3.2	<i>Cálculo da Altura Máxima Admissível do Aterro</i>	60
2.3.3.3	<i>Análise de estabilidade – Método de Equilíbrio Limite</i>	61
2.4	ANÁLISE NUMÉRICA	62
2.4.1	Método dos Elementos Finitos	62
2.4.2	Software dos Elementos Finitos	63
2.4.3	Conceitos de Elasticidade	64
2.4.4	Conceitos de Plasticidade	65
2.4.5	Modelos Constitutivos	66
2.4.5.1	<i>Modelo de Mohr-Coulomb</i>	66
2.4.5.2	<i>Modelo Cam Clay Modificado</i>	68
3	METODOLOGIA	74
3.1	ANÁLISE NUMÉRICA	75
3.1.1	Descrição do Modelo Base	75
3.1.2	Parâmetros dos Modelos Constitutivos	76
3.1.3	Sequência das Simulações	78
3.1.4	Condições de Contorno	79
3.1.5	Tipo de Elementos e Discretização da Malha	80
3.1.6	Extração dos Resultados	81
3.2	ANÁLISE PARAMÉTRICA	82
4	RESULTADOS	87

4.1	ANÁLISES DE RECALQUE	87
4.1.1	Recalque Normalizado ρHs versus Raiz do Tempo t	89
4.1.2	Recalque Normalizado ρHs versus Distância Horizontal.....	91
4.1.3	Recalque Normalizado ρHs versus Tensão Vertical Efetiva	93
4.2	ANÁLISES DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL	94
4.2.1	Deslocamento Horizontal Normalizado δhHa versus Profundidade Normalizada zHs	96
4.2.2	Distorção d versus Profundidade Normalizada zHs	98
4.2.3	Velocidade de Distorção vd versus Profundidade Normalizada zHs	100
4.3	ANÁLISES DE POROPRESSÃO	102
4.3.1	Excesso de Poropressão Normalizado Δuq versus Distância Horizontal x ..	104
4.3.2	Excesso de Poropressão Normalizado Δuq versus Profundidade Normalizada zHs	106
4.3.3	Excesso de Poropressão Normalizado $\Delta u\sigma v'$ versus Distância Horizontal (x)	108
4.3.4	Excesso de Poropressão Normalizado $\Delta u\sigma v'$ versus Profundidade Normalizada zHs	110
4.3.5	Excesso de Poropressão $\Delta u\sigma v'$ versus Raiz do Tempo \sqrt{t}	113
4.4	ANÁLISE DO ACRÉSCIMO DE TENSÃO EFETIVA	115
4.4.1	Acréscimo de Tensão Vertical Efetiva $\Delta \sigma'v$ versus Profundidade Normalizada zHs	115
4.5	ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	118
4.5.1	Análise do Recalque.....	118
4.5.2	Análise do Excesso de Poropressão	119
4.5.3	Análise do Deslocamento Horizontal	121
4.5.4	Análise da Variação da Tensão Vertical Efetiva	122
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	125
5.1	CONCLUSÃO.....	125

5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	126
	REFERÊNCIAS.....	127
	APÊNDICE A – Artigos publicados no COBRAMSEG.....	132
	APÊNDICE B – Recalque Normalizado ρHs versus Raiz do Tempo t – Espessuras de solo mole	136
	APÊNDICE C – Recalque normalizado ρHs versus distância horizontal – Espessuras de solo mole	137
	APÊNDICE D – Deslocamento horizontal normalizado δhHa versus profundidade normalizada zHs - Espessuras de solo mole.....	139
	APÊNDICE E – Distorção d versus profundidade normalizada zHs - Espessuras de solo mole	140
	APÊNDICE F – Excesso de Poropressão Normalizado Δuq versus Profundidade Normalizada zHs – Espessuras de solo mole	142
	APÊNDICE G – Excesso de Poropressão Normalizado $\Delta u\sigma v'$ versus Profundidade Normalizada zHs	143
	APÊNDICE H – Excesso de Poropressão $\Delta u\sigma v'$ versus Raiz do Tempo \sqrt{t} . 144	
	APÊNDICE I – Acréscimo de Tensão Vertical Efetiva $\Delta \sigma'v$ versus Profundidade Normalizada zHs	146

1 INTRODUÇÃO

O mundo vem experimentando um rápido crescimento populacional acompanhado da expansão de centros urbanos e de infraestruturas rodoferroviárias para áreas com solos de baixa capacidade de suporte para construções civis. Muitas dessas áreas consistem em depósitos de solos moles saturados e compostos por partículas finas que contribuem para a elevada compressibilidade, baixa permeabilidade e baixa resistência.

Observando a história do Brasil, percebe-se o desenvolvimento dos maiores centros urbanos nas áreas litorâneas, próximas aos portos, onde há a ocorrência de depósitos de solos moles. A elevada ocupação dificulta o surgimento de novas possibilidades de traçado das rodovias e ferrovias, levando à execução frequente das mesmas em áreas de solos moles. Adicionalmente, a tendência crescente da densidade populacional nas zonas urbanas e densamente povoadas gera escassez de terrenos com solos mais resistentes, acarretando na necessidade de utilização dos solos de má qualidade.

Pelos motivos supracitados e outros, os engenheiros buscam estudar o comportamento de solos moles e desenvolver técnicas e métodos para a melhoria ou estabilização dos mesmos. Esse propósito se torna um desafio quando se trata da construção de extensos aterros rodoferroviários, portuários, aeroportuários e de barragens em regiões com espessas camadas de argila mole.

Para contornar alguns desafios encontrados no dimensionamento e na análise do desempenho dessas estruturas, é comum nos dias atuais o emprego de *softwares* baseados nos Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos. Em virtude disso e considerando a potencialidade e a qualidade dos resultados do *software* Abaqus, o presente trabalho simulou numericamente o problema de um aterro não reforçado sobre solos moles para avaliar o seu desempenho e analisar o seu comportamento devido à variação de alguns parâmetros geotécnicos e geométricos.

1.1 JUSTIFICATIVA

A principal motivação para a realização deste trabalho veio da elaboração de 4 artigos geotécnicos a respeito de solos moles. Os artigos (apresentados no Apêndice A) aprovados para exposição no Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2022) tratam dos seguintes temas: caracterização geotécnica de

um depósito de solos moles; interpretação dos resultados de SPT e CPTu; análise de estabilidade e de compressibilidade de uma obra; soluções adotadas para o reforço de fundações com estaca-raiz. Durante sua elaboração, foi possível despertar um interesse pela engenharia geotécnica, mais especificamente sobre os solos moles e, juntando o tema de aterros sobre solos moles, surgiu a ideia desse trabalho. A partir da simulação numérica, são obtidos os resultados otimizados do software e, com a análise paramétrica, é possível ter o conhecimento de como as camadas de solo mole se comportam e como isso afetará no desempenho do aterro construído sobre solos moles. Tal entendimento garante a execução de futuras obras rodoferroviárias sobre terrenos que inicialmente seriam classificados como impraticáveis.

Não menos importante, outra justificativa para a realização deste trabalho veio da necessidade atual de mais estudos numéricos relacionados ao desempenho de aterros sobre solos moles, considerando às possibilidades de modernização e expansão das infraestruturas brasileiras, destacando as malhas rodoferroviárias, portos e aeroportos, edifícios industriais e comerciais, entre outros.

1.2 OBJETIVOS

Nas seções abaixo estão descritos o objetivo geral e os objetivos específicos deste Trabalho de Conclusão de Curso.

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de um aterro fictício sobre solos moles e a influência da variação dos parâmetros geométricos e geotécnicos nesse comportamento.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Modelar adequadamente os 19 modelos representativos de um aterro não reforçado sobre solos moles no *software* Abaqus de elementos finitos;

- Analisar o comportamento do recalque, deslocamento horizontal, excesso de poropressão, variação de tensão efetiva em função do tempo, da distância horizontal e da profundidade;
- Avaliar o efeito da variação da geometria da fundação no comportamento da estrutura;
- Avaliar o efeito da variação dos parâmetros geotécnicos do material do aterro e do solo da fundação no comportamento da estrutura.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A estrutura deste trabalho foi organizada em 5 capítulos, discriminados como segue:

- Capítulo 1: contempla breve introdução em que é apresentado o contexto geral da problemática dos aterros sobre solos moles e da utilização da simulação numérica na geotecnia, além da justificativa, dos objetivos e da organização deste trabalho.

- Capítulo 2: é apresentada a fundamentação teórica, que traz conceitos abordados em trabalhos disponíveis na literatura a respeito de argilas moles brasileiras, da investigação geotécnica e parâmetros de interesse em solos moles, de aterros sobre solos moles e da análise numérica por elementos finitos. Tais conceitos são essenciais para o entendimento e discussão dos resultados do presente trabalho.

- Capítulo 3: consiste na metodologia adotada, descreve de forma sucinta os procedimentos para a realização da modelagem numérica e as considerações feitas para a análise paramétrica.

- Capítulo 4: apresenta e discute os principais resultados obtidos para o caso típico, das análises de recalque, deslocamento horizontal, excesso de poropressão e variação da tensão efetiva, bem como os resultados obtidos das análises paramétricas realizadas, descrevendo as principais influências dos parâmetros no comportamento do solo.

- Capítulo 5: apresenta as considerações finais e as principais conclusões do trabalho. No final do capítulo, são enumeradas as sugestões para os trabalhos futuros.

Por fim, apresentam-se as referências bibliográficas e os apêndices.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo apresenta a fundamentação teórica dos principais conceitos relacionados ao comportamento de solos argilosos, ensaios de campo e de laboratório para a determinação de parâmetros de solos moles, técnicas construtivas de aterros sobre solos moles e modelagem numérica de aterros sobre solos moles por meio do Método de Elementos Finitos. Os conceitos apresentados nos tópicos abordados neste trabalho visam somente auxiliar na elaboração da metodologia e na interpretação dos resultados deste trabalho, não tendo o objetivo de abranger todo o assunto.

2.1 ARGILAS MOLES BRASILEIRAS

A costa litorânea brasileira, incluindo várias regiões do Estado de Santa Catarina, caracteriza-se por apresentar espessos depósitos de solos moles compressíveis e de baixa capacidade de suporte, responsáveis pelos enormes desafios à implantação de obras de engenharia (Jesus *et al.*, 2021).

Geralmente, solos moles são encontrados em depósitos compostos por partículas siltosas ou argilosas, podendo ou não ter a presença de matéria orgânica. As principais características desses solos são elevada compressibilidade, baixa resistência, baixa permeabilidade, elevada plasticidade e origem geológica sedimentar recente segundo Christoulas *et al.* (1987 *apud* HALLAL, 2003), com valores de N_{SPT} normalmente menores que 5 (ABNT NBR 6484:2020) e resistência não drenada inferior a 50 kPa (TERZAGHI 1967 *apud* HALLAL, 2003).

2.1.1 Origem e Formação dos Depósitos de Solos Moles

O processo de formação de solos moles inicia com o intemperismo da rocha de origem, a qual é modificada e alterada por diferentes agentes físicos e químicos. Após o intemperismo, ocorrem os processos de erosão, transporte e sedimentação das partículas, dando origem aos solos sedimentares. Hallal (2003) e Póvoa (2016) acrescentam que a história geológica de um solo apresenta informações precisas relativas à granulometria, permeabilidade, homogeneidade, resistência, entre outros.

Com relação aos depósitos de solos moles das planícies costeiras brasileiras, Massad (2010) evidencia que esses depósitos foram formados em decorrência das oscilações do nível do mar durante o período Quaternário. Dois grandes ciclos de sedimentação ocorreram nesse período, um na época do Pleistoceno e outro na época do Holoceno, alternados com um processo erosivo muito agudo, no momento da última glaciação do Planeta. Continuando, o autor elenca muitas variedades de ambientes de deposição de solos moles, desde fluvial até o costeiro, diferenciando-se pelo meio de deposição (água doce, salgada ou salobra), pelo processo de deposição (fluvial ou marinho) e pelo local de deposição (várzeas ou planícies de inundação, praias, canais, etc.). A respeito dos solos moles de origem fluvial (aluviões), o autor afirma que esses foram formados por deposição sedimentar nas regiões alagáveis pelas cheias dos rios. Assim, nas áreas baixas da planície, ocorreu a decantação dos sedimentos mais finos, as argilas e os siltes.

Como os principais fatores que influenciam na sedimentação de solos moles, Massad (2010) destaca a velocidade e a salinidade de água, a quantidade e composição da matéria suspensa na água, floculação das partículas, a presença de matéria orgânica, etc.

2.1.2 Comportamento Característico de Solos Moles

Segundo Mitchell e Soga (2005), a mineralogia é um dos principais fatores que controlam o tamanho, a forma e as propriedades das partículas do solo, e conseqüentemente determinam as possíveis faixas de propriedades físicas e químicas do solo. Os minerais de argila (argilominerais) – montmorilonita, illita e caulinita – apresentam partículas com tamanho específico menor que 0,002 mm (2 μ m) e condicionam os comportamentos geotécnicos de argilas, tais como a plasticidade, resistência, compressibilidade, permeabilidade e outros.

Campos (2006 apud Baran, 2014) afirma que os solos moles do Brasil são classificados geralmente como argilas altamente plásticas, com teores de umidade próximos ou acima do limite de liquidez, baixa permeabilidade e baixos valores de resistência não drenada. Alguns desses comportamentos, de acordo com Leroueil (1996), são influenciados principalmente pela taxa de deformação, perturbação de amostras e história de tensões. A influência do tempo e da taxa de deformação na compressibilidade de argilas naturais por meio de ensaios oedométricos foi amplamente estudada por Taylor (1942), Crawford (1965) e Bjerrum (1967).

Um solo argiloso se encontra em seu estado amolgado quando é manuseado e consequentemente desestruturado. Nesse estado geralmente há perda de resistência do solo, ainda que o índice de vazios inicial se mantenha.

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE INTERESSE EM SOLOS MOLES

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a descrição do ambiente físico a partir das condições do subsolo é um pré-requisito para projetos geotécnicos seguros e econômicos. É de entendimento da comunidade geotécnica que a quantia gasta com tais investigações evita gastos posteriores com manutenções, além de transtornos e possibilidades de ruínas em obras instáveis. Corroborando, a US Army Corps of Engineers (2001) afirma que a insuficiência de investigação geotécnica e má interpretação dos resultados acarretam em erros de projeto, atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impactos ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além de riscos de colapso da estrutura e litígio subsequente.

Almeida e Marques (2010) acrescentam que, com a realização de investigações geotécnicas de qualidade, é possível realizar o reconhecimento do perfil do subsolo, identificar a presença e a profundidade do nível de água, determinar os parâmetros de interesse que possibilitam a análise de tensão, deformação, resistência, permeabilidade, entre outras. De modo geral, Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam que o planejamento das campanhas de investigação geotécnica e a estratégia de projeto dependem de fatores relativos às características do meio físico, à complexidade da obra e aos riscos envolvidos.

A Tabela 1 apresenta os principais tipos de investigações geotécnicas de campo e de laboratório realizados para a obtenção dos principais parâmetros geotécnicos de interesse de solos moles.

Por meio da Tabela 2, Almeida e Marques (2014) resumem os valores típicos de alguns parâmetros de argilas moles brasileiras. Os itens seguintes apresentam os principais ensaios de laboratório e campo para a obtenção dos valores desses parâmetros.

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos de interesse na análise de comportamento de solos moles

Ensaio	Tipo	Objetivo	Parâmetros de interesse obtidos
Campo	Sondagem à Percussão (SPT)	Resistência de ponta para caracterização e classificação dos solos	N_{SPT} , E , ν , σ'_{vm}
	Ensaio de Cone (CPT)	Resistência de ponta e atrito lateral para caracterização e classificação dos solos	q_c , f_s , E_u , E_{eod}
	Piezocone (CPTu)	Estratigrafia: recalque x tempo (ensaio de dissipação)	q_t , f_s , C_h , γ_n , OCR , E_{oed} , E_u , σ'_{vm}
	Palheta (Vane Test)	Ensaio complementar. Obtenção da coesão no campo	s_u , s_t , OCR
Laboratório	Adensamento	Cálculo de recalques e de recalque x tempo	C_c , C_s , C_r , σ'_{vm} , c_v , E_{oed} , C_α , e , a_v
	Triaxial	Cálculos de estabilidade, resistência ao cisalhamento e parâmetros de deformabilidade	s_u , ϕ' , c'

Fonte: Adaptação de Almeida e Marques (2014) e Baran (2014)

Tabela 2 - Valores típicos de argilas moles brasileiras

Propriedades do solo	Sudeste (planícies de Santos/SP)	Sudeste (Sarapuí)/SP)	Sul (Porto de Rio Grande/RS)	Nordeste (Recife/PE)	Nordeste (Porto de Sergipe/SE)
Espessura	< 50	11	40	19	7
W (%)	90 - 140	100 - 170	45 - 85	40 - 100	40 - 60
% de argila	20 - 80	20 - 80	34 - 96	40 - 70	65
γ (kN/m ³)	13,5 - 15,5	13	15 - 17,8	15,1 - 16,4	16
Atividade	1 - 2,2	1,4 - 2,3	0,6 - 1,0	0,4 - 1,0	0,5 - 1,0
Sensibilidade	4 - 5	4,3	2,5	-	4 - 6
% matéria orgânica	2 - 7	4 - 6,5	-	3 - 10	-
$C_c/(1 + e_0)$	0,33 - 0,51	0,36 - 0,41	0,31 - 0,38	0,45	0,31 - 0,43
C_s/C_c	0,09 - 0,12	0,10 - 0,15	-	0,10 - 0,15	0,1
C_s (campo)/ C_c (laboratório)	15 - 100	20 - 30	-	-	-
S_u kPa - palheta	8 - 40	8 - 20	50 - 90	2 - 40	12 - 25
G50/ S_u	80	87	-	-	45 - 100
S_u/σ'_{vm}	0,28 - 0,3	0,35	0,3	0,28 - 0,32	0,22 - 0,24
ϕ' (°)	19 - 24	25 - 30	23 - 29	25 - 28	26 - 30

Fonte: Almeida e Marques (2014)

2.2.1 Ensaios de Laboratório

2.2.1.1 Ensaio de Adensamento Oedométrico

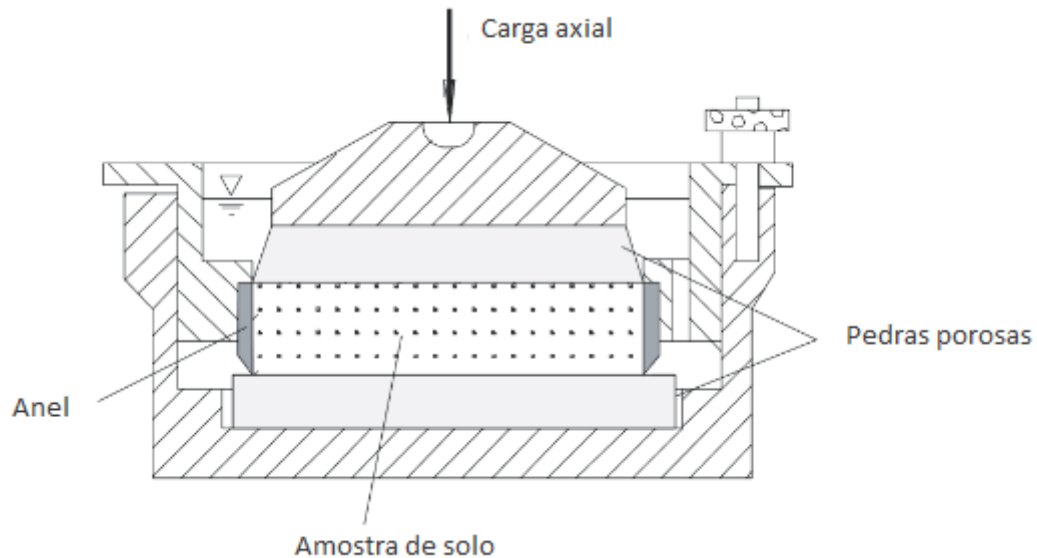
O ensaio de adensamento unidimensional é padronizado pela ABNT NBR 16853:2020 e permite analisar a compressibilidade associada à dissipação de excessos de poropressão em argilas saturadas. Desse modo, ele é essencial para a análise da magnitude dos recalques ao longo do tempo.

A realização deste ensaio consiste em confinar uma amostra indeformada ou compactada de solo em um anel rígido de aço com diâmetro entre 2,5 e 3 vezes a altura, o qual possui pedras porosas no topo e na base, permitindo a drenagem da água contida no solo a partir do momento em que se faz a compressão da amostra, por meio da aplicação de tensões verticais. O ensaio respeita as hipóteses da Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi (1936), já que o confinamento lateral da amostra faz com que o fluxo de água e as deformações da amostra ocorram apenas na direção vertical (SANTOS, 2015; PHILIPPI, 2020).

A Figura 1 traz um esquema do equipamento do ensaio, cuja metodologia é descrita em seguida.

Para a montagem do ensaio, a amostra do solo é colocada no anel, que em seguida é posicionado entre as pedras porosas dentro da célula de adensamento. A carga vertical é aplicada no cabeçote - em cima da pedra porosa - de forma crescente, em etapas, sempre dobrando os valores, até atingir a tensão vertical necessária, que deve ser no mínimo da ordem de 400 kPa. Em cada estágio de carregamento, os extensômetros registram as leituras de deformações verticais em tempos específicos 7,5 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 h ou de forma automática até que as mesmas estejam praticamente estabilizadas. Finalizado o carregamento, o descarregamento da amostra é feito no mínimo em três estágios.

Figura 1 – Representação esquemática da célula de adensamento



Fonte: Ortigão (2007)

Ao terminar o ensaio, plotam-se gráficos com as leituras efetuadas da variação da altura *versus* tempo e da variação do índice de vazios (e) *versus* tensões verticais efetivas (σ'_{vm}) aplicadas. O coeficiente de adensamento vertical (c_v) de cada estágio de carregamento é obtido por meio dos gráficos da variação da altura *versus* tempo. Os gráficos plotados em forma de índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva permitem a obtenção de coeficiente de compressibilidade (a_v), coeficiente de variação volumétrica (m_v) e módulo de compressão volumétrica (D). Adicionalmente, os gráficos plotados em forma de índice de vazios *versus* logaritmo de tensão vertical efetiva possibilitam a determinação dos índices de recompressão C_s , de compressão C_c e de expansão C_α , bem como a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}).

A razão entre as tensões de pré-adensamento e verticais efetivas permite analisar a história de tensões do solo a partir da Razão de Sobre Adensamento (RSA) ou *Overconsolidation Ratio* (OCR), como mostra a Equação (1).

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (1)$$

Para valores de OCR próximos a 1, a argila é classificada como normalmente adensada (NA), e classificada como pré-adensada (PA) quando esses valores são muito superiores a 1, conforme indica a Tabela 3.

Tabela 3 – Classificação da argila de acordo com o valor do OCR

Tensão	Classificação da argila	Comportamento da argila
$\sigma'_v < \sigma'_{vm}$	Pré-adensada	Deformações pequenas e reversíveis Comportamento elástico OCR>1
$\sigma'_v \geq \sigma'_{vm}$	Normalmente adensada	Deformações grandes e irreversíveis Comportamento plástico OCR=1

Fonte: Ortigão (2007)

2.2.1.2 Ensaio de Compressão Triaxial

Os ensaios de resistência à compressão triaxial do tipo CU (consolidado não drenado) com medida de poropressão e do tipo UU (não consolidado e não drenado) são realizados em solos moles, seguindo as normas ASTM D4767-11/2020 e ASTM D2850-15/2016, respectivamente.

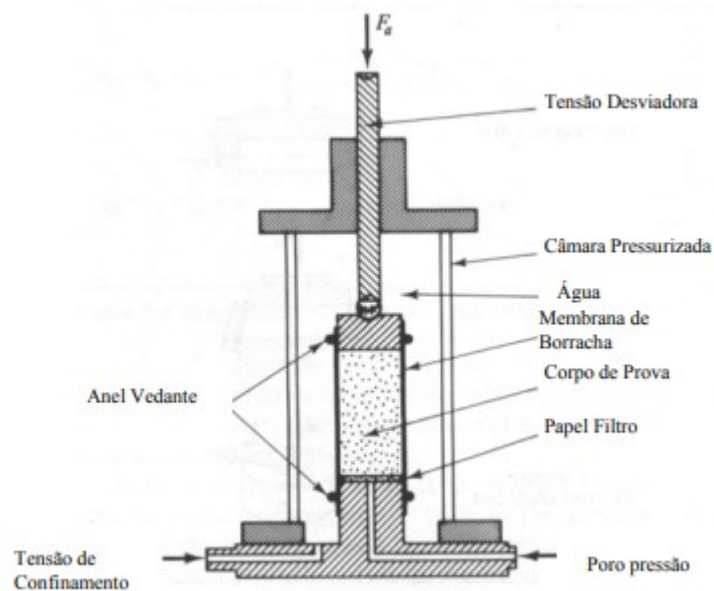
Geralmente, os procedimentos desses ensaios consistem em cinco etapas, considerando corpos de prova com altura igual a 2 vezes o diâmetro. A primeira etapa limita-se na montagem do ensaio (Figura 2), onde um corpo de prova previamente moldado é colocado dentro da câmara triaxial com posicionamento de medidores de deformações e poropressões. Após o enchimento da câmara e a realização dos ajustes preliminares, inicia-se a segunda etapa, a qual consiste na percolação de água dentro do corpo de prova. Para a finalização dessa etapa, recomenda-se que o volume de água percolado seja em torno de 2 vezes o volume de vazios ou que o tempo de percolação seja de 24 h.

A terceira etapa é designada de saturação e é realizada geralmente por meio de contrapressão, com o objetivo de saturar o corpo de prova, atingindo valor do parâmetro B de Skempton maior que 0,95. Com a garantia de saturação do corpo de prova, a quarta etapa é iniciada por meio de aplicação de tensão confinante, visando o adensamento da amostra. Os ensaios do tipo CU e UU divergem nesta etapa, já que no ensaio do tipo UU não é permitido o adensamento da amostra devido ao fechamento das válvulas de drenagem, gerando assim excesso de poropressão. Em função dessa diferença, os ensaios do tipo UU são mais rápidos

do que os do tipo CU, e assim são denominados *quick test* e *rapid test*, respectivamente. A faixa de variação das tensões confinantes aplicadas depende do nível de tensão a que o solo será submetido no campo.

Por último, a quinta etapa visa cisalhar o corpo de prova através da aplicação de tensão axial até a ruptura da amostra. Nessa etapa, as válvulas são fechadas em ambos os ensaios de modo a medir a poropressão gerada durante cisalhamento. Normalmente, o ensaio é finalizado quando a deformação axial do corpo de prova estiver entre 10 a 15%, magnitude considerada suficiente para medir a resistência não drenada, (s_u).

Figura 2 – Esquema da câmara de ensaio triaxial



Fonte: Hallal (2003)

Como resultados, são obtidos para cada ensaio realizado, valores de tensão vertical (σ_1), tensão confinante (σ_3), deformação axial (ϵ_a), deformação volumétrica ϵ_v , e poropressão (u). A interpretação dos resultados dos ensaios UU permite a determinação de resistência não drenada (s_u), ao passo que a interpretação dos resultados dos ensaios CU fornece valores da resistência não drenada (s_u), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e módulo de elasticidade (E_u).

2.2.2 Ensaios de Campo

Os ensaios de campo possibilitam uma adequada definição do perfil estratigráfico do solo e uma estimativa realista do comportamento e parâmetros do solo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

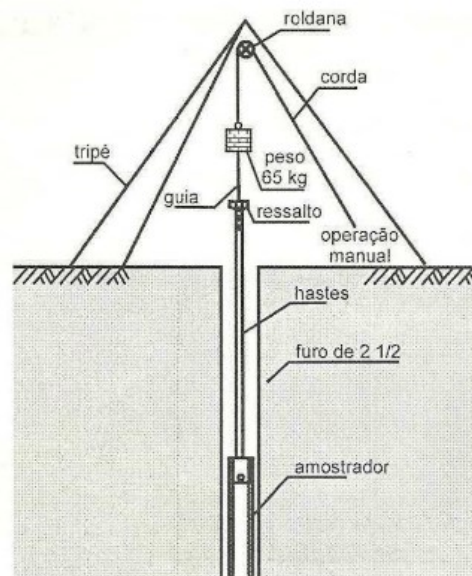
São apresentados, neste item, os principais procedimentos e conceitos relacionados à sondagem à percussão (SPT- *Standard Penetration Test*), por ser o ensaio de campo mais comum no Brasil, assim como os procedimentos e conceitos dos ensaios de campo mais rotineiros na investigação de comportamentos de solos moles: *Cone e Piezocone Penetration Test* (CPT e CPTu) e ensaio de palheta (*Vane Shear Test*).

2.2.2.1 Sondagens à Percussão (SPT – *Standard Penetration Test*)

Standard Penetration Test é o ensaio mais popular, econômico e amplamente utilizado na maioria dos países para amostrar o subsolo e medir a resistência ao longo da profundidade (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

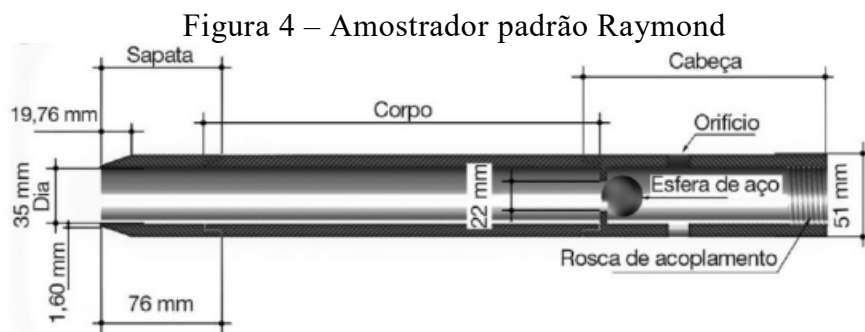
O ensaio SPT é normatizado pela ABNT NBR 6484:2001, sendo que seu conjunto de equipamento é composto por amostrador, hastes, martelo, torre ou tripé de sondagem, cabeça de bater e conjunto de perfuração, conforme apresenta a Figura 3.

Figura 3 – Equipamento de sondagem



Fonte: Schnaid (2000)

O amostrador do tipo Raymond, ilustrado na Figura 4, é utilizado para a retenção e coleta da amostra de solo em seu interior. Como aparece em Quaresma *et al.* (1998), a cada metro de perfuração, o amostrador é retirado do furo e uma amostra é recolhida e levada ao laboratório para uma classificação tátil-visual mais assertiva. As hastes são tubos metálicos com roscas instaladas em suas extremidades e devem possuir 3,23 kg/m linear. O martelo é constituído de aço com massa de 65 kg e é responsável pela aplicação do golpe sobre o conjunto (cabeça de bater, haste, amostrador). A cabeça de bater, de aço maciço em formato cilíndrico, promove a transferência de energia do golpe do martelo para a haste.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

Com relação à abertura do furo de sondagem, emprega-se um sistema de perfuração que geralmente utiliza trados manuais, principalmente do tipo helicoidal (acima do lençol freático) e concha, trépano (abaixo do lençol freático) ou faca de lavagem.

O ensaio propriamente dito inicia com o amostrador posicionado ao fundo da perfuração, na profundidade prevista. Em seguida, o martelo é colocado sobre a cabeça de bater e mede-se a penetração da composição devido ao peso próprio do martelo. Caso não haja penetração, são marcados três seguimentos de 15 cm cada sobre a haste e inicia-se a cravação, com a contagem do número de golpes necessários para cravar cada um dos seguimentos, como por exemplo 5/15, 7/15, 9/15. O número N_{SPT} corresponde à soma dos valores relativos aos últimos 30 cm de penetração do amostrador.

No caso de o solo ser muito mole ou resistente, Schnaid e Odebrecht (2012) trazem duas possíveis representações do número de golpes. Na primeira, considera-se que em solos muito moles há a possibilidade de penetrar mais fundo que os primeiros 15 cm com apenas um golpe. Neste caso, deve-se registrar o número de golpes seguido dos centímetros de penetração correspondente, como por exemplo 1/45 para 45 cm de penetração com um único golpe. Na segunda possibilidade, considera-se que em solos muito resistentes, para a

penetração dos primeiros 15 cm pode ser necessário um número de golpes maior que 30, e quando isso ocorre, deve-se registrar o número de golpes efetivos seguidos da respectiva penetração, como por exemplo 30/10 para 30 golpes em uma penetração de 10 cm.

Geralmente, considera-se que N_{SPT} superiores a 30 indicam solos resistentes e estáveis. Em contrapartida, solos com N_{SPT} inferiores a 5 são compressíveis e pouco resistentes, razão pela qual são recomendados outros ensaios de campo para caracterizar adequadamente esses solos. Corroborando, Robertson (2009 apud Massoco, 2013) afirma que o ensaio SPT não apresenta grande utilidade para definições de parâmetros de resistência de solos muito moles.

A partir dos valores corrigidos do N_{SPT} , considerando a energia de cravação e níveis de tensão, Clayton (1993) propôs a Tabela 4 para classificar solos argilosos em termos de consistência.

Tabela 4 – Classificação de solos em função do N_{SPT}

Tipo de solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Argilas N60	0-4	Muito mole
	4-8	Mole
	8-15	Firme
	15-30	Rija
	30-60	Muito rija
	>60	Dura
Nota:	N1	valor de N_{spt} corrigido para uma tensão de referência de 100 kPa
	N60	valor de N_{spt} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre
	(N1)60	valor de N_{spt} corrigido para energia e nível de tensões

Fonte: Adaptação de Clayton, 1993

A correção de energia, necessária para a classificação de argilas, deve ser feita uma vez que a energia transmitida efetivamente na cravação do martelo não é a mesma que a energia teórica de queda livre do martelo devido às perdas por atrito entre cabo e roldana (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012; MASSOCO, 2013). Essa correção é feita com base na

recomendação internacional de que os valores de N_{SPT} devem ser corrigidos para 60% da energia teórica de queda livre, resultando em N_{60} calculado de acordo com a Equação (2).

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot \frac{Energia}{60} \quad (2)$$

No Brasil, o ensaio SPT é realizado conforme as regras da ABNT, acionando manualmente o martelo de modo que a energia medida equivale a 72% da energia teórica de queda livre. Assim, deve-se utilizar a Equação (3) para o cálculo de N_{60} .

$$N_{60} = 1,2 \cdot N_{SPT} \quad (3)$$

Apesar de que o ensaio SPT não seja recomendado para solos muito moles, as Equações (4) e (5) propostas por De Mello (1971) e Décourt (1989), respectivamente são utilizadas para estimar valores da resistência não drenada em função de N_{SPT} .

$$s_u/N = 0,4 \text{ a } 20 \quad (4)$$

$$s_u/N_{60} = 10,5 \text{ (kPa)} \quad (5)$$

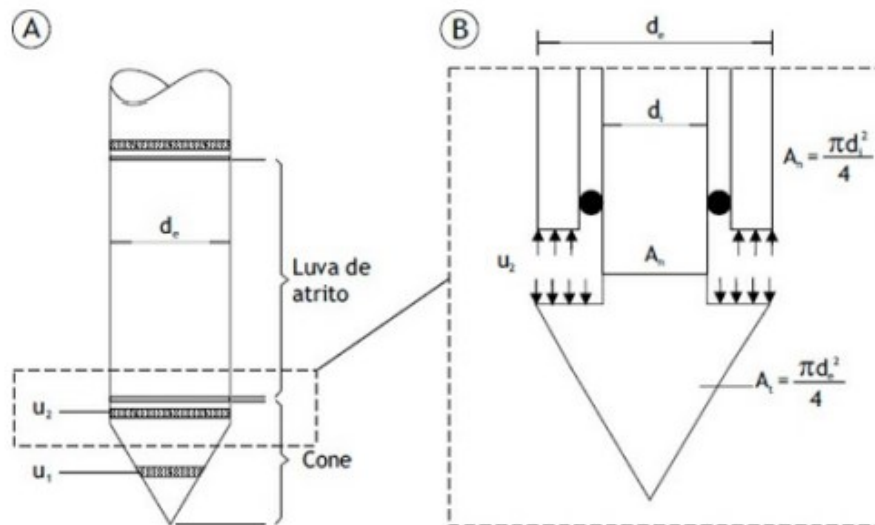
2.2.2.2 Ensaio CPT/CPTu (Cone e Piezocone Penetration Test)

Os ensaios de cone e piezocone são uns dos ensaios de campo mais importantes para a prospecção geotécnica, gerando resultados que proporcionam a determinação da estratigrafia e propriedades do solo, e, no caso de argilas moles, a previsão da capacidade de carga de fundações. De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), os principais fatores que destacam o ensaio são o registro contínuo da resistência à penetração, proporcionando uma estratigrafia detalhada do perfil do solo e a eliminação da influência do operador nas medidas de ensaio. Quaresma *et al.* (1998) acrescentam que o ensaio CPTu se destaca pela execução rápida, baixo custo e resultados confiáveis.

Os procedimentos desses ensaios são padronizados pela norma ASTM D3441-16:2018, de modo que no ensaio CPT são medidas diretamente as resistências de ponta (q_c) e

resistência por atrito lateral (f_s), enquanto que o ensaio CPTu possibilita a medição dessas grandezas, além da pressão neutra medida na base do cone (u_2) durante a cravação da ponteira cônica com seção transversal de 10 cm^2 a uma velocidade constante de $20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$ (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012; ALMEIDA; MARQUES, 2010). A Figura 5 ilustra a ponteira cônica do tipo elétrico, bastante utilizada atualmente nos ensaios CPT e CPTu.

Figura 5 – Detalhe da sonda do piezocone: (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando a ponta.



Fonte: Almeida e Marques (2010)

A partir das grandezas medidas diretamente nos ensaios CPT e CPTu, são derivadas as grandezas indiretas para classificar e analisar comportamentos de solos. Schnaid (2009) apresenta as Equações (6) – (13) propostas por vários autores para calcular a resistência de ponta corrigida (q_t), razão do atrito (R_f), parâmetro de poropressão (B_q), resistência de ponta normalizada (Q_t), razão de atrito normalizada (F_r), resistência ao cisalhamento não drenada (s_u), tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), coeficiente de empuxo em repouso (K_0), respectivamente.

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (6)$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (7)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (8)$$

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (9)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100\% \quad (10)$$

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (11)$$

$$\sigma'_{vm} = 0,305 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \text{ ou } \sigma'_{vm} = 0,65 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \cdot IP^{-0,23} \quad (12)$$

$$K_0 = 0,1 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (13)$$

Em que a é a razão das áreas $\frac{A_N}{A_T}$, a qual é obtida por calibração, u_0 é a pressão hidrostática, σ_{v0} é a tensão vertical total inicial *in situ*, σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva inicial *in situ*, IP é o índice de plasticidade, N_{kt} é o fator de capacidade de carga.

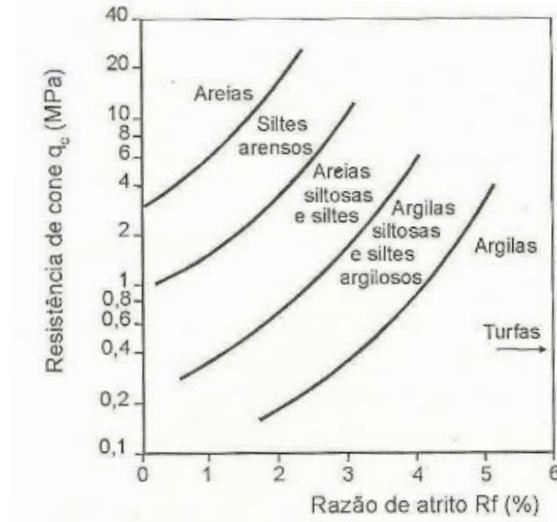
O estado de tensões a que um solo está submetido é expresso a partir do coeficiente de empuxo no repouso K_0 . A expressão de Jaky (1944) – Equação (14) – é amplamente aceita como referência para a determinação do $K_{0,NA}$ para depósitos normalmente adensados, considerando o ângulo de atrito interno efetivo do solo ϕ' entre 20 e 45°. Schmidt (1966) e Mayne e Kulhawy (1982) propuseram a Equação (15) para calcular $K_{0,PA}$ para as condições de pré-adensamento, em função de OCR e ângulo de atrito.

$$K_{0,NA} = (1 - \text{sen}\phi') \quad (14)$$

$$K_{0,PA} = K_{0,NA} \text{OCR}^{\text{sen}\phi'} \quad (15)$$

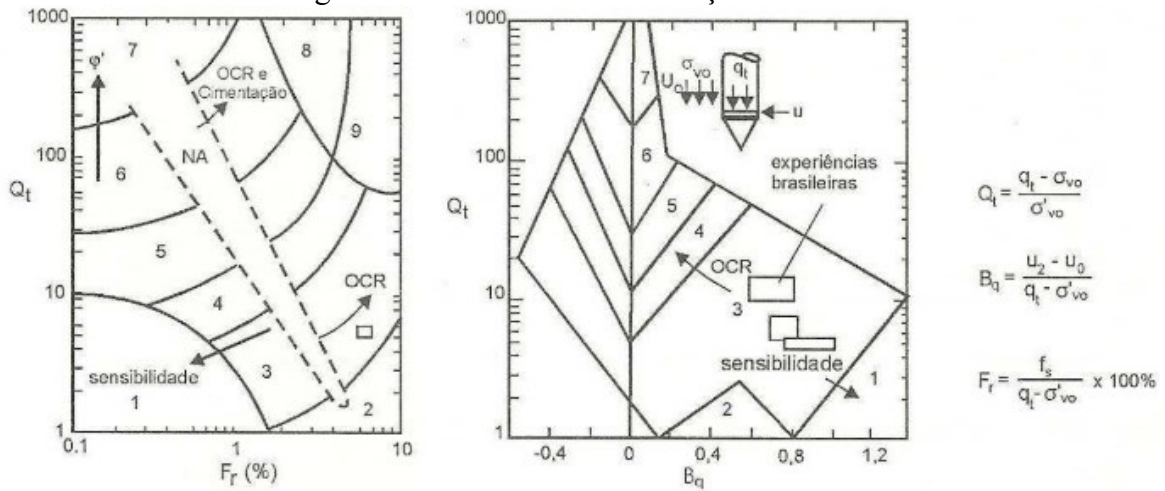
Para a classificação do solo para fins de engenharia, vários autores combinaram as grandezas derivadas em forma de ábacos mostrados na Figura 6 para resultados do ensaio CPT e na Figura 7 para resultados do ensaio CPTu.

Figura 6 – Classificação dos resultados do ensaio CPT



Fonte: Robertson e Campanella (1983 *apud* SCHNAID, 2000)

Figura 7 - Gráfico de classificação de solos



Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa – argila
5	Silte argiloso – argila siltosa
6	Silte arenoso – silte argiloso

Zona	Comportamento do solo
7	Areia siltosa – silte arenoso
8	Areia – areia siltosa
9	Areia
10	Areia grossa – areia
11	Solo fino duro
12	Areia – areia argilosa (cimentação)

Fonte: Robertson (1990)

Na mesma linha, Jamiolkowski *et al.* (1985) propuseram a Equação (16) para analisar a resistência normalizada de argilas levemente sobreadensadas com baixo a moderado índice de plasticidade.

$$\frac{s_{u,mob}}{\sigma'_{v0}} \cong (0,23 \pm 0,04) \cdot OCR^{0,8} \quad (16)$$

Por fim, valores de coeficientes de adensamento podem ser determinados a partir dos resultados do ensaio de dissipação, realizado durante o ensaio CPTu. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), interrompe-se a penetração do piezocone na profundidade pré-definida, até que se atinja no mínimo 50% de dissipação do excesso de poropressões enquanto também é monitorada a dissipação das pressões neutras.

O coeficiente de adensamento horizontal na condição pré-adensada ($c_{h(PA)}$) é estimado com base no método de Houlsby e Teh (1998), expressado pela Equação (17), conhecidos o fator tempo (T^*), raio de cone (R), tempo de dissipação (normalmente t_{50}), índice de rigidez ($I_r = G/s_u$), módulo cisalhante (G) e resistência não drenada (s_u).

$$T^* = \frac{c_{h,PA} t}{R^2 \sqrt{I_r}} \quad (17)$$

O fator tempo (T^*) é dado em função da porcentagem de dissipação (1-U) e da posição do elemento poroso no cone, como segue na Tabela 5.

Tabela 5 – Fator tempo T^* em função da porcentagem de dissipação da poropressão (U)

U (%)	Face do cone (u_1)	Base do cone (u_2)
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804
80	1,04	1,6

Fonte: Almeida e Marques (2010)

As Equações (18) e (19) foram propostas para estimar valores dos coeficientes de adensamento horizontal na condição normalmente adensada ($c_{h(NA)}$) e coeficiente de adensamento vertical (c_v), respectivamente.

$$c_{h(NA)} = \frac{RR}{CR} \cdot c_{h(PA)} \quad (18)$$

$$c_v = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_{h(NA)} \quad (19)$$

A razão RR/CR varia entre 0,13 e 0,15, enquanto que a razão de permeabilidade k_v/k_h é resumida na Tabela 6 de acordo com a natureza da argila.

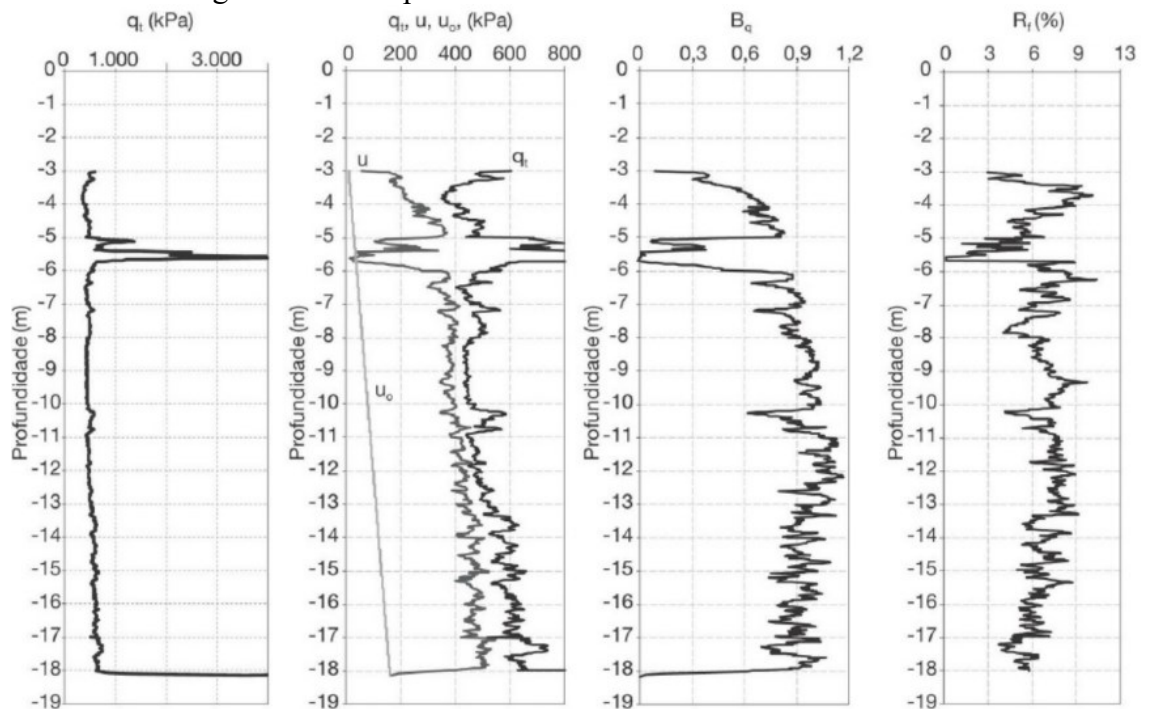
Tabela 6 - Razão de permeabilidade em argilas moles

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

Fonte: Jamiolkowski et al. (1985)

Um exemplo de apresentação dos resultados típicos dos ensaios CPT e CPTu pode ser visto na Figura 8, que traz os resultados típicos de um ensaio de piezocone, em que medidas contínuas de q_t , u , u_0 , B_q e R_f são plotadas ao longo da profundidade.

Figura 8 - Exemplo de resultado de ensaio CPTu



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

2.2.2.3 Ensaio de Palheta ou Vane Shear Test

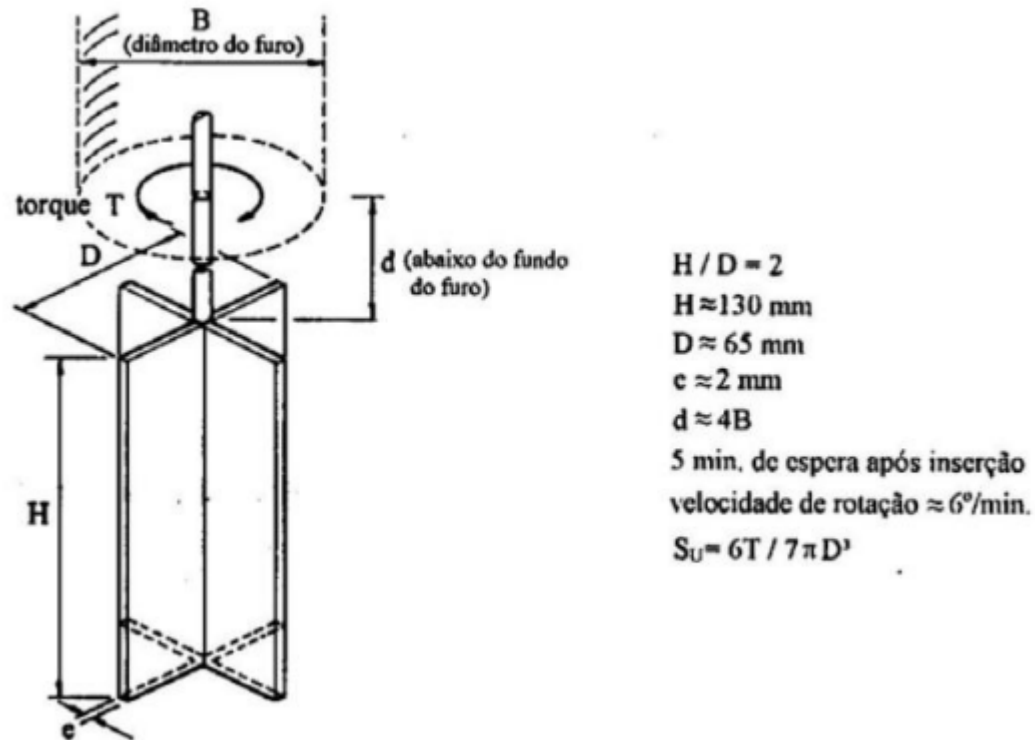
O ensaio de palheta ou “*Vane Shear Test*” foi desenvolvido para medir a resistência ao cisalhamento não drenada (s_u) de argilas saturadas e é normalizado no Brasil pela ABNT NBR 10905:1989.

Como pré-requisitos para a realização desse ensaio, Schnaid e Odebrecht (2012) recomendam o seguinte:

- $N_{spt} \leq 2$, que corresponde a uma resistência de penetração (q_c) ≤ 1000 kPa;
- Matriz do solo predominantemente argilosa, com valores de s_u menores que 200 kPa;
- Ausência de lentes arenosas, para garantir a condição não drenada.

O equipamento de ensaio é composto por uma palheta, haste e equipamento de aplicação e medição do torque. A palheta (Figura 9) é formada por quatro aletas finas retangulares, de aço com alta resistência, diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm (dobro do diâmetro). No caso de o ensaio ser realizado em argilas rijas ($s_u > 50$ kPa), a palheta pode ser menor, com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm, conforme explicam Schnaid e Odebrecht (2012).

Figura 9 – Palheta de aço de quatro aletas finas retangulares



Fonte: Chandler (1988 *apud* COUTINHO *et al.*, 2000)

O ensaio de palheta consiste na cravação de uma palheta no solo indeformado e na medição do torque necessário para cisalhar o mesmo solo a uma velocidade de $6^\circ/\text{min}$, na condição não drenada, segundo uma superfície cilíndrica de ruptura que se desenvolve no entorno da palheta (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). O intervalo de 5 minutos é o tempo máximo permitido entre o fim da cravação da palheta e o início da rotação. As leituras e o registro da relação entre torque e rotação angular são feitos geralmente a cada rotação de 2° .

O torque máximo ($T_{m\acute{a}x}$) medido no ensaio pode ser convertido analiticamente na resistência ao cisalhamento não drenada, considerando o diâmetro da palheta (D), utilizando a Equação (20).

$$s_u = \frac{6T_{m\acute{a}x}}{7\pi D^3} \quad (20)$$

Bjerrum (1972) analisou resultados de retroanálises de ruptura de aterros e propôs a utilização do parâmetro μ (que pode depender de índice de plasticidade (IP), anisotropia e taxa de cisalhamento) para corrigir valores de s_u medidos nos ensaios de palheta e obter a resistência de projeto.

Após a conclusão do ensaio, a palheta é girada rapidamente até 5 a 10 revoluções, de modo que o solo ao longo da superfície de ruptura seja completamente amolgado, para que a resistência ao cisalhamento residual (s_{ur}) seja medida e a sensibilidade (S_t) do solo seja calculada (Schnaid, 2009). As Equações (21) e (22) são utilizadas para calcular a resistência não drenada residual e a sensibilidade, respectivamente.

$$s_{ur} = \frac{6T_{máx,r}}{7\pi D^3} \quad (21)$$

$$S_t = \frac{s_u}{s_{ur}} \quad (22)$$

Skempton e Northey (1952) propuseram a classificação das argilas em relação à sensibilidade conforme segue na Tabela 7.

Tabela 7 - Classificação de argilas quanto à sensibilidade

Tipo de argila	S_t
Insensíveis	1
Baixa sensibilidade	1 - 2
Média sensibilidade	2 - 4
Sensíveis	4 - 8
Alta sensibilidade	8 - 16
Muito alta sensibilidade	> 16

Fonte: Skempton e Northey (1952)

Ortigão (2007) e Schnaid e Odebrecht (2012) classificam os depósitos argilosos brasileiros de sensibilidade no geral entre baixa e média.

2.3 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

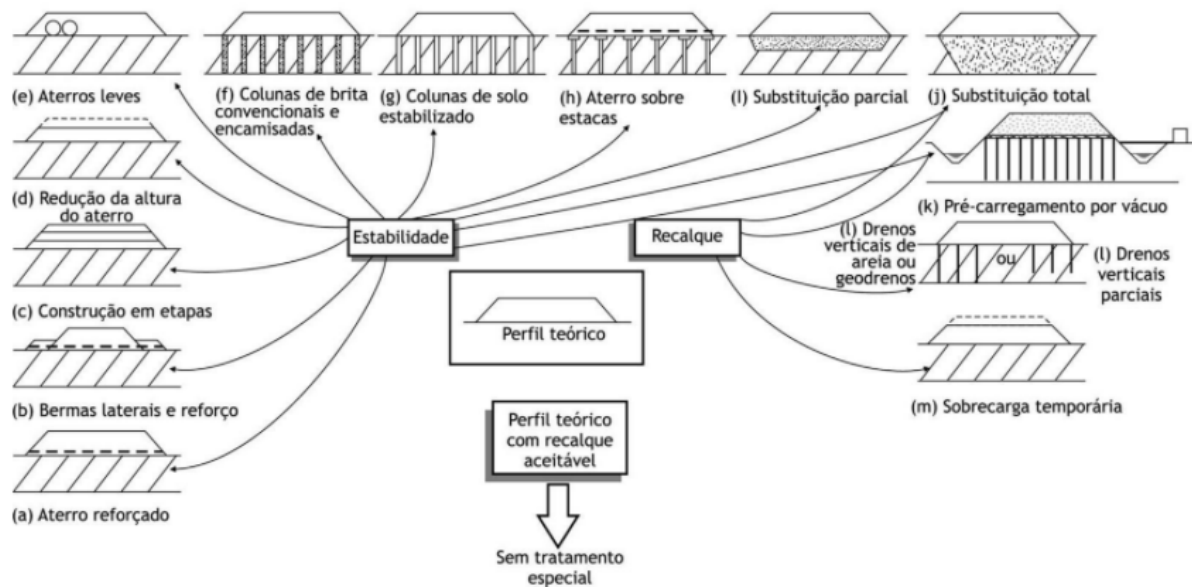
As obras de engenharia geralmente são construídas em cima de aterros sobre solos moles, devido à baixa capacidade de carga e ao recalque excessivo desses solos. A execução dos aterros visa solucionar ou minimizar os problemas de recalques e estabilidade, ao mesmo tempo que a resistência do solo mole aumenta devido ao fenômeno de adensamento. No caso de solos muito moles, há necessidade de recorrer a outras alternativas para garantir a

estabilidade do aterro, reduzir recalque ou diminuir o tempo de execução de obras. A seguir, são apresentadas algumas das técnicas construtivas de aterros sobre solos moles.

2.3.1 Métodos Construtivos de Aterros Sobre Solos Moles

Almeida e Marques (2010) afirmam que a escolha do método construtivo mais adequado depende de diversos fatores, como as características do solo, a finalidade de utilização da área, a vizinhança, prazos e custos da construção. A Figura 10 ilustra os principais métodos construtivos de um aterro sobre solos moles.

Figura 10 - Métodos construtivos de um aterro sobre solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2010)

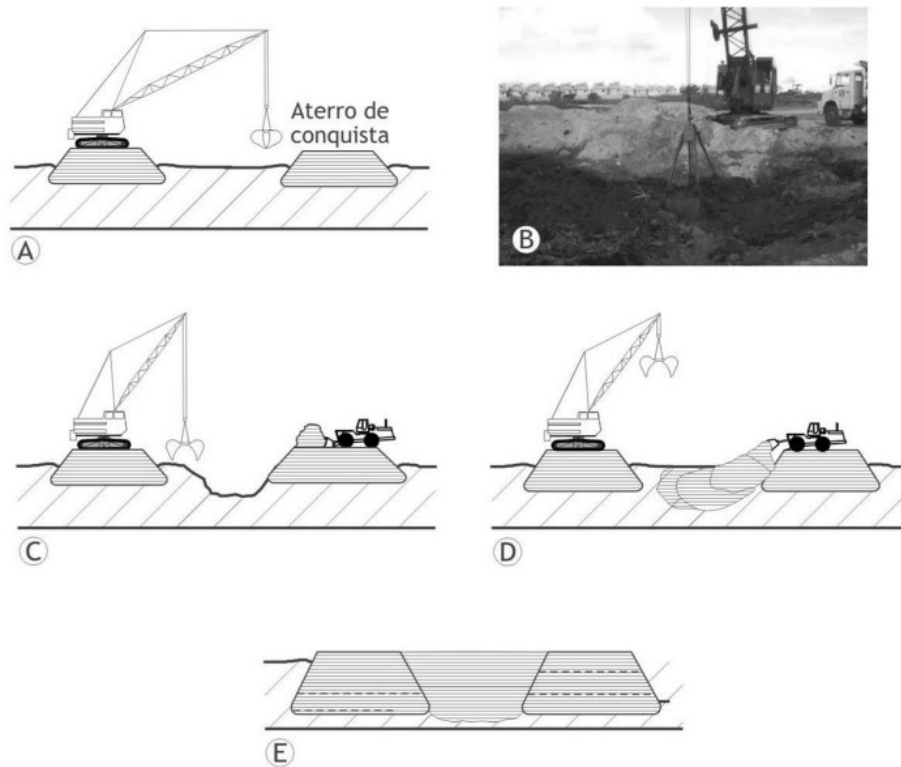
Os itens seguintes apresentam alguns detalhes das técnicas construtivas de aterros sobre solos moles, sem uso de elementos de colunas verticais e geossintéticos.

2.3.1.1 Substituição de Solos Moles e Aterros de Ponta

A técnica de substituição de solo (Figura 11) é recomendada para depósitos de solos moles que possuem até 4 m de espessura, sendo que a substituição pode ser parcial ou total, dependendo da magnitude da carga e da espessura do solo. O processo construtivo pode ser por meio de aterro de conquista ou aterro de ponta. O primeiro consiste na execução de um

aterro de conquista, seguida da escavação e retirada do solo mole com o uso de uma draga. Ao fim, a cava é preenchida com o material do aterro (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

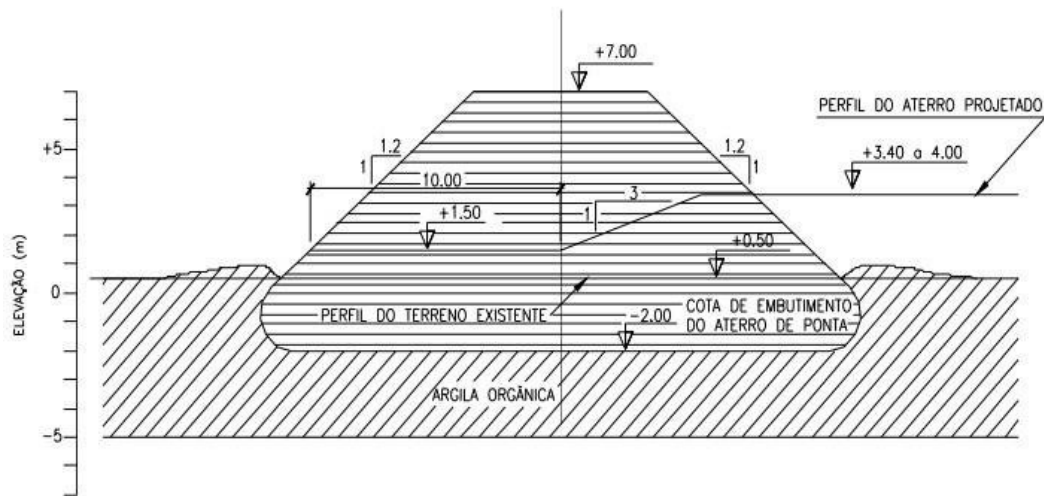
Figura 11 – Sequência executiva da substituição de solo mole: (A) e (B) aterro de conquista, escavação e retirada de solo mole; (C) e (D) preenchimento da cava; (E) solo substituído.



Fonte: Almeida e Marques (2010)

Aterros de ponta, conforme apresenta a Figura 12, consistem no cisalhamento e expulsão do solo mole a partir do peso próprio do aterro. O processo se dá por meio do avanço de uma ponta de aterro em cota mais elevada que a do aterro projetado, que causa a ruptura do solo de fundação e conseqüentemente empurra e expulsa parte da camada de solo mole, substituindo-a pelo aterro embutido.

Figura 12 – Seção transversal de um aterro de ponta



Fonte: Almeida e Marques (2010)

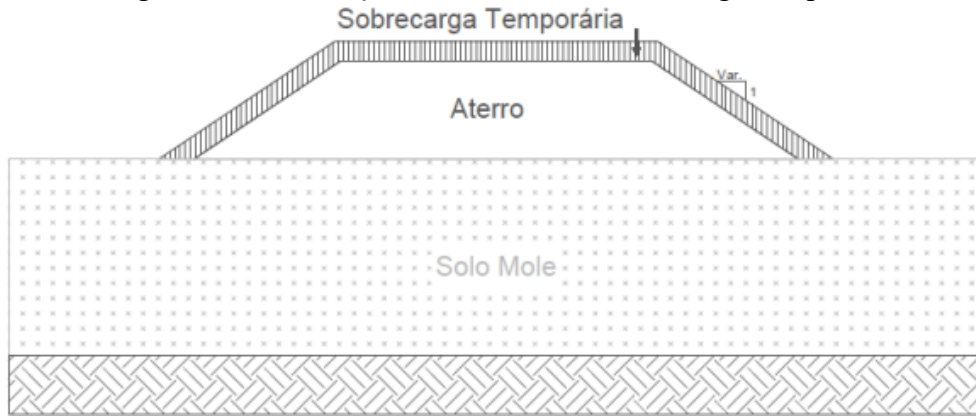
A substituição de solo tem como vantagem a diminuição ou eliminação dos recalques e o aumento do fator de segurança relativo à ruptura. As principais desvantagens são grandes volumes de bota-fora de material que não pode ser reaproveitado, perigo de contaminação ambiental e a dificuldade no controle de qualidade, podendo causar recalques diferenciais e acidentes.

2.3.1.2 Aterro Convencional com Sobrecarga Temporária

Esta técnica, ilustrada na Figura 13, consiste na execução de um aterro convencional com sobrecarga temporária sem dispositivos de controle de recalque ou estabilidade. Como Massad (2010) explica, o solo mole com o uso da sobrecarga temporária é submetido a um carregamento maior do que o necessário durante a vida útil da construção, visando o aumento da velocidade dos recalques primários e a compensação dos recalques secundários, uma vez que a estabilização de recalques de um aterro convencional é lenta. Atingido o recalque esperado, a altura excedente do aterro é removida, deixando assim o aterro na cota do projeto.

As desvantagens desse método são o prazo para a estabilização dos recalques muito elevado e grande volume de terraplenagem necessário.

Figura 13 – Ilustração do método de sobrecarga temporária

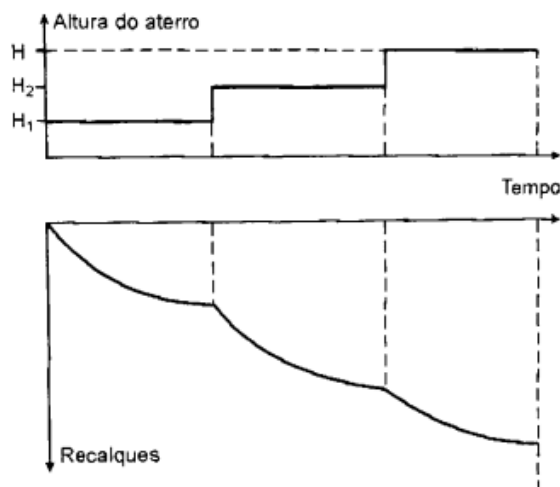


Fonte: dos Santos (2015)

2.3.1.3 Aterros Construídos em Etapas

Os aterros construídos em etapas (Figura 14) são utilizados na maioria dos casos com drenos verticais (geodrenos) e, segundo Almeida e Marques (2010) e Massad (2010), consistem em construir um aterro por partes, controlando a dissipação do excesso de poropressão e aumento de resistência do solo. Ou seja, após a finalização de uma etapa, o solo mole adensa sob o peso do aterro ao mesmo tempo em que enrijece antes de receber uma nova camada de aterro. Esse processo é monitorado de modo a garantir que o solo mole tenha a resistência adequada antes da colocação da próxima camada. Geralmente, são utilizadas de duas a três etapas construtivas, que podem promover um longo tempo construtivo.

Figura 14 – Aterro construído em etapas e variação dos recalques

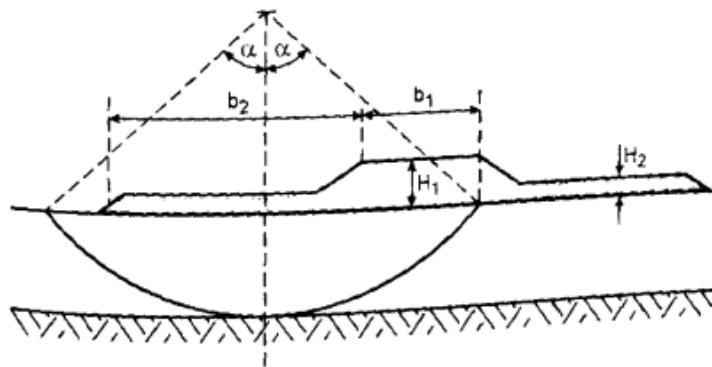


Fonte: Massad (2010)

2.3.1.4 Aterros com Bermas de Equilíbrio

A técnica construtiva de aterros com bermas de equilíbrio é adotada frequentemente e consiste em aumentar o fator de segurança (FS) por meio da execução de aterros laterais que funcionam como contrapeso, em oposição à eventual ruptura do aterro principal, como apresenta Massad (2010). A Figura 15 traz o esquema de um aterro executado com bermas de equilíbrio.

Figura 15 – Esquema de aterro executado com bermas de equilíbrio

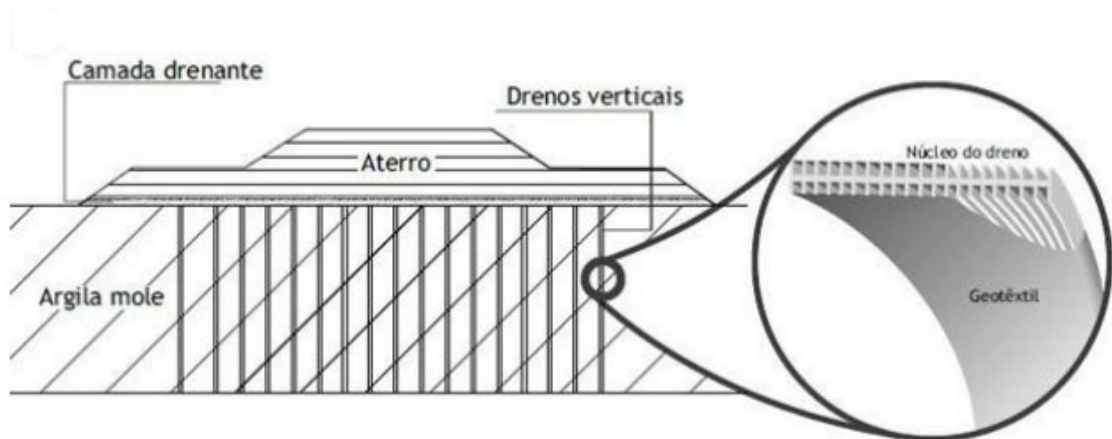


Fonte: Massad (2010)

2.3.1.5 Aterros com Drenos Verticais

No caso de solos moles muito espessos, Massad (2010) recomenda o uso de drenos verticais (Figura 16), os quais diminuem as distâncias de drenagem, acelerando o adensamento. A metodologia dos aterros construídos sobre drenos verticais baseia-se na execução de uma camada drenante, que funciona como aterro de conquista também, a qual precede a instalação dos drenos e a execução do aterro. Atualmente, utilizam-se principalmente como drenos verticais os geodrenos constituídos por um núcleo de PVC com ranhuras em forma de canaleta, envolto em um filtro de geotêxtil não tecido.

Figura 16 – Esquema de aterro sobre geodrenos



Fonte: Almeida e Marques (2010)

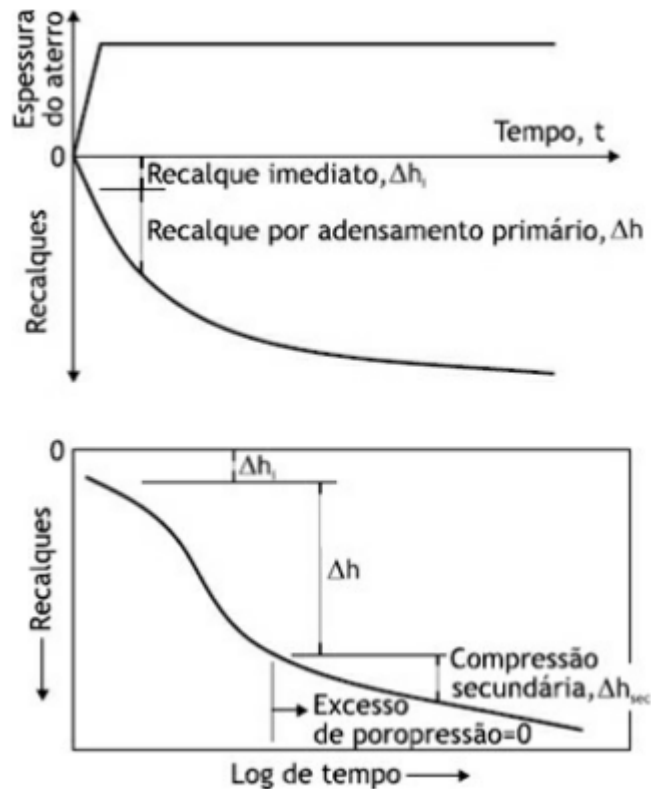
2.3.2 Análise de Recalque de Aterros Sobre Solos Moles

As obras de engenharia sobre solos demandam a análise de recalque, mesmo em situações onde a ruptura não é iminente, considerando que o recalque pode levar uma estrutura ao colapso ainda que o fator de segurança contra a ruptura por cisalhamento da fundação seja alto (LAMBE; WHITMAN, 1969). Os autores ainda citam 3 razões para essa análise: aparência da estrutura, utilidade da estrutura e danos da estrutura.

A análise de recalque é de maior importância em estruturas assentes sobre espessas camadas de solos moles devido às características desses solos. Em termos gerais, a magnitude dos recalques depende essencialmente das cargas atuantes, da espessura e compressibilidade do solo e do índice de vazios inicial. Assim, os recalques totais (ρ_t) podem ser divididos em três parcelas: recalques imediatos (ρ_i), recalques por adensamento primário (ρ_p) e recalques por compressão secundária (ρ_s), segundo Das e Sobhan (2019) e Almeida e Marques (2010). A Figura 17 ilustra essa classificação das parcelas de recalque.

Almeida e Marques (2010) afirmam que o recalque imediato acontece devido a um carregamento instantâneo, sem variação de volume de argila. No caso das argilas, a sua magnitude é menor em comparação à do recalque por adensamento primário. Em função disso, Ortigão (2007) esclarece que o recalque imediato é de maior interesse nos depósitos arenosos não saturados e, por isso, o seu procedimento de cálculo não será demonstrado neste trabalho.

Figura 17 – Recalques imediatos, por adensamento primário e por compressão secundária.



Fonte: Almeida e Marques (2010)

O recalque por adensamento primário, objeto da Teoria do Adensamento Unidimensional, descrita no Item 2.3.2.1, ocorre com a diminuição do volume de solos coesivos saturados, devido à dissipação do excesso de poropressão e consequente saída de água pelos espaços vazios do solo (DAS; SOBHAN, 2019).

O recalque por adensamento secundário, característico dos solos coesivos saturados e solos orgânicos, decorre do ajuste plástico do solo e acontece em uma velocidade muito lenta, quando o excesso de poropressão é quase nulo.

Uma abordagem diferente foi proposta por Leroueil (1994), que classifica os recalques em construtivos e de longo prazo, uma vez que a classificação acima exposta é considerada simplista em análises aprofundadas, sendo conveniente para os cálculos. Os recalques construtivos são a soma dos recalques imediatos com os recalques por adensamento primário (da condição *in situ* até entrar no trecho virgem de compressão), enquanto os recalques de longo prazo são definidos pela soma dos recalques por adensamento primário virgem com os recalques por adensamento secundário.

2.3.2.1 Teoria do Adensamento Unidimensional

A norma DNIT 381:2021 – PRO define o adensamento como a redução progressiva, ao longo do tempo, do volume de uma massa de solo, resultante da diminuição do seu volume de vazios, devido à expulsão de ar ou água, causada por efeito do peso próprio ou acréscimo de tensão externa. Esse fenômeno, como apresenta Senra (2020) é influenciado pela composição do solo, seu índice de vazios, história de tensões, forma e tempo de aplicação do carregamento e seu grau de saturação.

Um grande marco para o estudo dos solos compressíveis foi estabelecido com o desenvolvimento da Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi (1925) e Terzaghi e Frölich (1936), que considera tanto a compressibilidade como o fluxo de água somente na direção vertical. O modelo utilizado para a formulação da teoria é denominado por Taylor (1948) de água-mola, considerando que a mola corresponde ao esqueleto do solo, que quando se encontra dentro de um pistão cheio de água, equivale ao solo saturado.

Terzaghi estabeleceu as hipóteses listadas abaixo para desenvolver a sua teoria e explicar o processo de variação das tensões na massa do solo ao longo do tempo devido à expulsão de água, após o solo saturado sofrer um carregamento.

- Solo totalmente saturado;
- Compressão unidimensional;
- Fluxo de água unidimensional;
- Solo homogêneo;
- Partículas sólidas e água praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- Solo pode ser estudado como elementos infinitesimais;
- Fluxo governado pela Lei de Darcy;
- Parâmetros do solo não variam durante o adensamento;
- Índice de vazios linearmente proporcional à variação de tensão efetiva.

Na teoria desenvolvida por Terzaghi, para a estimativa da evolução do recalque ao longo do tempo, considera-se a distância de drenagem (H_d) como a máxima distância a ser percorrida pela partícula de água para sair da camada compressível. Portanto, podem existir dois casos, apresentados a seguir.

- A camada de solo compressível possui duas faces drenantes, pois se encontra entre duas camadas de alta permeabilidade, neste caso a distância de drenagem equivale à metade da espessura da camada de argila $\left(\frac{H_d}{2}\right)$;
- A camada é drenada por somente uma face, pois se encontra entre uma camada permeável e outra impermeável, neste caso a distância de drenagem (H_d) corresponde à espessura da camada de argila;

2.3.2.2 Estimativa do Recalque por Adensamento Primário

A estimativa do recalque por adensamento primário é feita com base na história de tensões do solo. Para solos normalmente adensados, o recalque por adensamento primário (ρ) é calculado a partir da Equação (23), conhecidos o índice de compressão (C_c), o índice de recompressão (C_s), o índice de vazios inicial (e_0), a espessura da camada de argila (H_0) e as tensões verticais efetivas inicial (σ'_{v0}) e final (σ'_{vf}).

$$\rho_t = \frac{C_c \cdot H_0}{(1 + e_0)} \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (23)$$

Para solos pré-adensados, é necessário analisar a relação da tensão vertical efetiva final com a tensão de pré-adensamento.

- Caso a tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) seja **menor** que a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), o cálculo do recalque por adensamento primário é feito pela Equação (24).

$$\rho_p = \frac{C_s \cdot H_0}{(1 + e_0)} \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \quad (24)$$

- Caso a tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) seja **maior** que a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), o cálculo do recalque por adensamento primário é dado pela Equação (25).

$$\rho_p = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \cdot \left(C_s \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \quad (25)$$

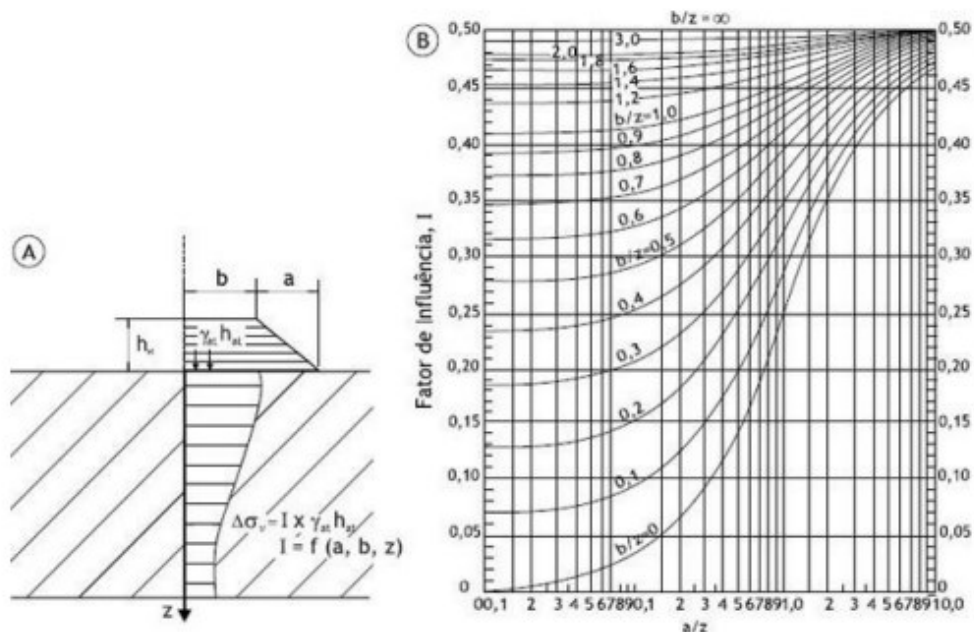
A tensão vertical final no meio da camada de argila, decorrente da sobrecarga (q) do aterro na superfície, é calculada por meio da Equação (26).

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v = \sigma'_{v0} + I \cdot q = \sigma'_{v0} + I \cdot \gamma_a \cdot h_a \quad (26)$$

Onde $\Delta\sigma_v$ é o acréscimo de tensão no meio da camada, γ_a é o peso específico do aterro, h_a é a altura do aterro e I é o fator de influência.

O fator de influência (I) é obtido na Figura 18, em função da geometria do talude e da espessura do solo mole. Adota-se o valor unitário para o fator de influência em situações em que a base do aterro é grande em relação à espessura da camada de solo mole. Levando em conta a simetria do aterro em relação à linha que passa pelo seu centro, o valor do acréscimo de tensão calculado deve ser multiplicado por 2 para pontos localizados na linha do centro.

Figura 18 - Ábaco de Osterberg para cálculo de tensões verticais induzidas por um aterro.



Fonte: Almeida e Marques (2010)

Para além da sobrecarga devido ao peso do aterro, DNIT 381:2021 – PRO recomenda considerar as sobrecargas acidentais atuantes no topo do aterro da seguinte forma:

- Período construtivo: 10 kPa, salvo condições especiais mais críticas, tais como trânsito de equipamentos especiais. Nestas condições, a sobrecarga deverá ser avaliada de maneira individual.
- Período operacional: 20 kPa atuando na pista e no acostamento, salvo indicação em contrário.

2.3.2.3 Evolução de Recalque com o Tempo

A análise da evolução do recalque depende do tempo construtivo. Faz-se análise com carregamento instantâneo do aterro quando o seu tempo construtivo for nulo e análise com carregamento variável quando o tempo construtivo do aterro for de alguns meses.

O recalque em um determinado tempo, considerando o carregamento instantâneo, é estimado por meio da Equação (27), que leva em conta a porcentagem média do adensamento vertical (U_v) e o recalque total da argila (ρ). Já para o recalque em um determinado tempo, considerando o carregamento variável, que cresce com o tempo até atingir um valor máximo (q_c), substitui-se U_v por U_v' , que é a porcentagem de recalque do carregamento instantâneo para a metade do período de tempo em questão. U_v' pode ser calculado pela Equação (28), que leva em conta a tensão aplicada pela construção do aterro (q_t). U_v depende do fator tempo (T_v) e é estimado através de ábacos ou equações facilmente encontrados na literatura (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

$$\rho(t) = U_v \cdot \rho \quad (27)$$

$$U = U' \cdot \frac{q_t}{q_c} \quad (28)$$

O fator tempo (T_v) é calculado com base na Equação (29).

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (29)$$

Onde (c_v) é o coeficiente de adensamento vertical e t é o tempo considerado.

O coeficiente de adensamento vertical (c_v) está diretamente relacionado à permeabilidade do solo e, conseqüentemente, ao tempo de recalque. Ele expressa a velocidade com que o solo se deforma assim que solicitado por um acréscimo de tensão. A sua determinação pode ser feita por um dos métodos: método de Casagrande (Equação (30)) e método de Taylor (Equação (31)):

$$c_v = \frac{T_{50} \cdot H_d^2}{t_{50}} = \frac{0,197 \cdot (0,5 \cdot h_{50})^2}{t_{50}} \quad (30)$$

$$c_v = \frac{T_{90} \cdot H_d^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \cdot (0,5 \cdot h_{50})^2}{t_{90}} \quad (31)$$

O tempo relativo a 50% dos recalques por adensamento primário (t_{50}) pode ser estimado pelas Equações (32) ou (33).

$$h_{50} = h_0 - \frac{5}{9} \cdot (h_0 - h_{90}) \quad (32)$$

$$h_{50} = h_0 - \frac{1}{2} \cdot (h_0 - h_{100}) \quad (33)$$

Onde T_{50} e T_{90} são tempos equivalentes a 50% e 90% do adensamento primário, respectivamente; h_0 , h_{90} e h_{100} são alturas do corpo de prova correspondentes a 0%, 90% e 100% do adensamento primário, respectivamente; t_{50} e t_{90} são valores de tempos relativos a 50% e 90% dos recalques por adensamento primário.

A norma DNIT 381:2021 – PRO estabelece critérios para análise do desempenho de aterros em função da Classe de Aterro e do Tipo de Rodovia. Do ponto de vista geotécnico, diferenciam-se três Classes de Aterro em função das condições de serviço as quais se inserem.

Os aterros são classificados da seguinte forma:

a) Aterros Classe I: são aterros localizados junto a estruturas rígidas, tal como os encontros de pontes e viadutos e demais interseções, bem como aterros próximos a estruturas sensíveis como oleodutos, bueiros apoiados sobre fundações profundas etc. A extensão do aterro Classe I deve ser \geq a 50 m para cada lado da interseção;

b) Aterros Classe II: são os aterros distantes das estruturas sensíveis, porém são altos ($h > 3$ m).

c) Aterros Classe III: são aterros baixos, com altura < 3 m e afastados de estruturas sensíveis.

Com relação ao tipo de rodovia, DNIT 381:2021 – PRO utiliza o critério da existência ou não de pavimentação do leito estradal.

a) Rodovias Tipo 1: rodovias não pavimentadas cujo projeto não prevê a instalação de pavimento. Se houver previsão de pavimentação em projeto, para esse tipo de rodovia, passará então a ser considerada como Rodovia Tipo 2.

b) Rodovias Tipo 2: rodovias pavimentadas.

Por fim, DNIT 381:2021 – PRO recomenda o desenvolvimento de projetos de maneira a atender aos recalques residuais máximos estabelecidos em função do tempo e da classe do aterro, salvo casos especiais. Assim, os recalques residuais máximos, incluindo recalques primários e secundários, deverão ser aqueles apresentados nas Tabelas 8 e 9, salvo indicação contrária.

Tabela 8 - Recalques residuais máximos no sentido longitudinal da rodovia

Verificação	Aterro Classe I	Aterro Classe II	Aterro Classe III
Recalque residual - 10 anos	2 cm	Obs. 1	Obs. 1
Recalque residual - 25 anos	5 cm	Obs. 1	Obs. 1

Obs. 1 - Os recalques máximos deverão ser definidos em função do Tipo de Rodovia e de outros aspectos relevantes tais como a Classe de Rodovia, velocidade de projeto, etc

Tabela 9 - Recalques residuais diferenciais máximos no sentido transversal à rodovia (quando aplicável)

Verificação	Aterro Classe I	Aterro Classe II	Aterro Classe III
Recalque residual - 10 anos	2 cm	5 cm	5 cm
Recalque residual - 25 anos	5 cm	10 cm	10 cm

Fonte: DNIT 381:2021 – PRO

2.3.3 Análise de Estabilidade

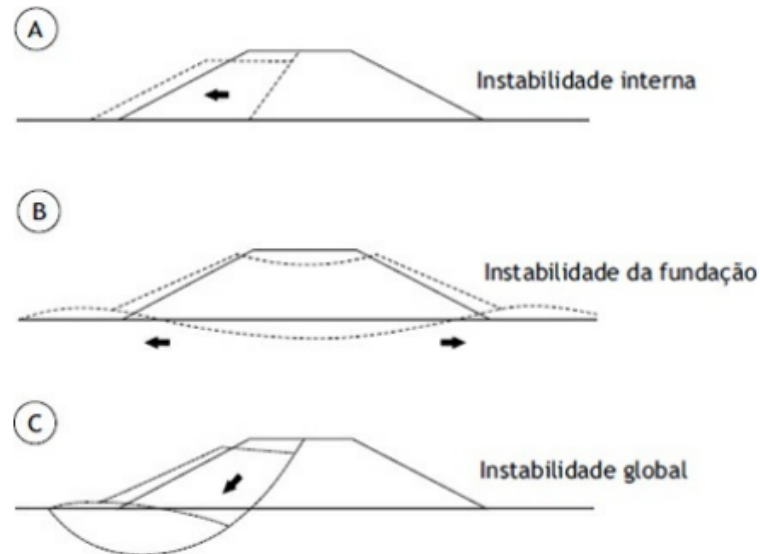
Apesar da análise de estabilidade não ser o foco deste trabalho, o presente item apresenta de forma resumida alguns conceitos relevantes para a análise de estabilidade de aterros sobre solos moles.

2.3.3.1 Modos de ruptura

Almeida e Marques (2010) asseguram que aterros sobre solos moles, com ou sem reforço, podem sofrer ruptura por meio de três modos diferentes, nomeados por A, B e C (Figura 19). Em A, a ruptura se dá pelo corpo do aterro, não envolvendo a camada de argila mole. Em B, ocorre a ruptura da fundação argilosa em decorrência da sua baixa capacidade de carga. Em C, a ruptura é global e envolve o conjunto aterro-fundação.

Geralmente, é recomendada a verificação de todos os modos de ruptura, apesar dos modos de instabilidade da fundação (B) e de instabilidade global (C) serem os principais modos de ruptura de aterros sobre solos moles.

Figura 19 – Modos de ruptura de aterros sobre solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2010)

O manual de projeto e execução de aterros sobre solos moles do DNER (1990) recomenda a análise de estabilidade tanto nos projetos convencionais quanto nos projetos especiais de aterros sobre argilas moles. Para isso, é preciso realizar os seguintes procedimentos:

- Determinar a altura máxima admissível do aterro;
- Definir a resistência do aterro e talude de aterro, para o qual se recomenda a inclinação de 1(V):2(H);
- Analisar a estabilidade por meio do método de equilíbrio limite e com apoio de programas de computador.

2.3.3.2 Cálculo da Altura Máxima Admissível do Aterro

A primeira etapa para a análise de estabilidade consiste na utilização da Equação (34) baseada na teoria de capacidade de carga para calcular a altura crítica (h_{cr}) de aterros sobre solos moles, segundo Almeida e Marques (2010). Essa expressão é recomendada para análises realizadas em termo de tensões ($\phi = 0^\circ$) totais e para aterros construídos em uma única etapa.

$$h_{cr} = \frac{N_c \cdot s_u}{\gamma_a} \quad (34)$$

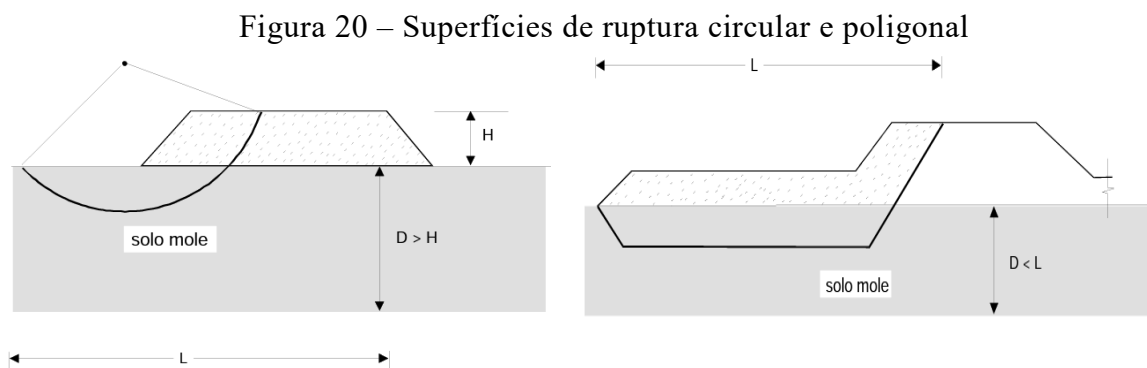
A altura admissível (h_{adm}) a ser adotada em projetos de um aterro construído em uma etapa é dada pela Equação (35).

$$h_{adm} = \frac{h_{cr}}{F_S} \quad (35)$$

Onde N_c é o fator de capacidade de carga obtido em ábacos.

2.3.3.3 Análise de estabilidade – Método de Equilíbrio Limite

As análises de estabilidade de taludes, segundo DNIT 381:2021 – PRO, devem ser realizadas para verificar se todos os fatores de segurança atendem aos requisitos mínimos normativos, para todos os mecanismos de instabilização possíveis, em diferentes condições de carregamento. Os modos de falha incluem, mas não se limitam, a superfícies de ruptura com geometria circular e não-circular, como mostra a Figura 20.



Fonte: DNER-PRO 381/98

Como requisito mínimo deve ser utilizado o Método de Equilíbrio Limite através de metodologias de cálculo consagradas, tais como: Bishop Simplificado (1955), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e Janbu (1968), adotando o menor Fator de Segurança das cinemáticas analisadas. Esses métodos, segundo Massad (2010), consideram a hipótese de equilíbrio em uma massa de solo, rígido-plástica, prestes a entrar no processo de escorregamento. Desta forma, baseiam-se nas equações de equilíbrio de forças horizontais e/ou de momentos atuantes na massa do solo.

Os fatores de segurança mínimos para cada etapa construtiva devem ser, independentemente de sua classe, os valores apresentados na Tabela 10, segundo DNIT 381:2021 – PRO.

Tabela 10 - Fator de segurança mínimo

Tipo de Verificação	FS _{min}
Período Construtivo	1,2
Final de Construção	1,3
Longo Prazo	1,5
Rebaixamento Rápido*	1,3

*Em casos nos quais exista condição de carregamento do tipo rebaixamento rápido do nível de água sazonalmente

Fonte: DNIT 381:2021 – PRO

Por fim, DNIT 381:2021 – PRO recomenda a utilização do método dos elementos finitos e a realização dos modelos numéricos avançados como complemento aos MEL para auxiliar no projeto geotécnico, permitindo prever campos de deformação e distribuição de poropressões dentro da massa do solo, além da estimativa de fatores de segurança.

2.4 ANÁLISE NUMÉRICA

2.4.1 Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos procedimentos numéricos mais usados para resolver problemas complexos da engenharia, inclusive na geotecnia (CARTER et al., 2000). A partir da discretização de um meio contínuo de geometria complexa, o domínio do problema é dividido em partes menores de geometrias conhecidas (subdomínios), chamadas de elementos finitos, como comenta Lautenschläger (2010). A lógica disso, segundo Alves Filho (2000), é que a partir do entendimento do comportamento de cada elemento, é possível entender o comportamento do conjunto, por mais complexo que possa aparecer, ou seja, compreender o todo entendidas as partes. Desta forma, os cálculos são

facilitados e é possível modelar e analisar o desempenho de obras sob diferentes condições de contorno e de carregamento.

De acordo com Alves Filho (2000), dependendo do tipo, da geometria e da dimensão (uni, bi e tridimensional) do problema em análise, os elementos finitos podem apresentar formas do tipo linear, triangular, quadrilátero, cúbico, tetraédrico, prismático, hexaédrico, etc. Os vértices desses elementos são chamados de nós ou pontos nodais e servem para unir os elementos adjacentes. A partir dos nós, o MEF busca garantir a compatibilidade de deslocamento para os nós discretizados e a transmissão de forças entre os elementos através dos nós comuns.

A precisão do MEF, como cita Soares (1997), depende do refinamento das malhas na região de concentração de tensões e deformações, dos modelos constitutivos adotados, do grau de representatividade da modelagem e da robustez do *software* de análise numérica.

Em problemas geotécnicos, segundo Helwany (2007), o comportamento do solo é previsto por meio de equações constitutivas baseadas em resultados experimentais e incorporadas em métodos numéricos, como o método dos elementos finitos. Complementando, o autor afirma que a discretização do domínio e a utilização dos modelos constitutivos representativos do comportamento do solo permitem a resolução de vários tipos de problemas, especialmente aqueles complexos e constituídos por vários tipos de materiais, os quais não podem ser resolvidos por meio da análise tradicional sem fazer suposições simplificadoras que podem comprometer o valor da solução analítica.

2.4.2 *Software* dos Elementos Finitos

O *software* Abaqus, como descreve Lautenschläger (2010), simula numericamente o comportamento de diferentes materiais em elementos finitos. Por ser de ampla abordagem, é muito aplicado em diversas áreas da engenharia e vem sendo cada vez mais empregado em análises geotécnicas.

A resolução de análises numéricas de qualquer problema no Abaqus envolve as seguintes etapas:

- definição da geometria e criação do modelo;
- discretização do modelo em pequenos elementos finitos – geração da malha;
- definição das propriedades físicas e mecânicas;

- aplicação das cargas e definições das condições de contorno;
- definição de interações entre as partes da estrutura, caso existam;
- execução da análise numérica através da resolução das equações internas;
- visualização gráfica e análise de resultados.

A potencialidade do Abaqus em modelar numericamente problemas geotécnicos foi destacada por Helwany (2007) através de exemplos de vários casos analisados. Segundo o autor, uma das maiores vantagens do Abaqus é a sua capacidade de resolver a maioria dos problemas bidimensionais e tridimensionais de engenharia geotécnica em estado plano de deformação, estado plano de tensão e na condição de axissimetria.

2.4.3 Conceitos de Elasticidade

Os materiais elásticos submetidos a um carregamento sofrem deformações elásticas, que são reversíveis à condição inicial após remoção da carga. O comportamento de um material elástico pode ser descrito por meio das relações únicas entre tensões e deformações. Para um estado geral de tensões, segundo Helwany (2017), as relações tensão-deformação de um material elástico linear isotrópico podem ser expressas por meio das Equações (36) a (38), baseadas na Lei de Hooke generalizada tridimensional.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (36)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad (37)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad (38)$$

Dependendo do tipo de análise, as equações acima podem ser simplificadas para as condições de tensão uniaxial (unidimensional), de deformação plana (bidimensional) e de tensão plana (também bidimensional). Por exemplo, para casos onde a tensão normal atua somente em uma direção, as equações acima são simplificadas na forma da Equação (39), conhecida como lei de Hooke.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (39)$$

Onde ε_{xx} , ε_{yy} e ε_{zz} são as deformações totais normais nas direções x, y e z, respectivamente; σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{zz} são as componentes das tensões normais nas direções x, y e z, respectivamente; ν é o coeficiente de Poisson e E é o módulo de elasticidade.

As constantes utilizadas para descrever comportamentos elásticos de materiais isotrópicos são módulos de elasticidade (E), cisalhante (G) e coeficiente de Poisson (ν). Conhecidas duas dessas constantes, utiliza-se a Equação (40) para determinar a terceira.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (40)$$

Vale ressaltar que o comportamento elástico só é observado em solos submetidos a baixos níveis de tensões, uma vez que o solo apresenta comportamento plástico para maiores níveis de tensões. Em função disso, Helwany (2007) adverte que a lei de Hooke não é apropriada para solos porque esses não são lineares elásticos nem isotrópicos. No entanto, às vezes eles são idealizados como materiais lineares elásticos e isotrópicos para estimar as deformações elásticas associadas às tensões aplicadas dentro de uma massa de solo.

2.4.4 Conceitos de Plasticidade

Um material plástico submetido a uma carga sofrerá deformações elásticas e plásticas. Helwany (2007) explica que, se a carga for removida, as deformações plásticas permanecerão (irreversíveis), enquanto que as deformações elásticas serão recuperadas. A lei de Hooke é suficiente (na maioria dos casos) para estimar as deformações elásticas. Por outro lado, para estimar as deformações plásticas, é preciso usar a teoria da plasticidade.

Um modelo de plasticidade inclui (1) um critério de escoamento (plastificação) que prevê se o material deve responder elasticamente ou plasticamente devido a um incremento de carga, (2) uma regra de endurecimento por deformação que controla a forma da resposta tensão-deformação durante a deformação plástica e (3) uma regra de escoamento plástico que

determina a direção do incremento de deformação plástica, causado por um incremento de tensão (HELWANY, 2007).

De acordo com Lautenschläger (2010), os critérios de plastificação utilizados na teoria da plasticidade definem a transição do regime elástico para o início do plástico e podem ser representados de diferentes formas, dependendo de como são definidos no estado de tensões. No caso de um carregamento unidimensional, define-se o critério de plastificação como um ponto; para um carregamento bidimensional, ele é representado por uma curva; e para um carregamento tridimensional, o critério é definido por uma superfície de plastificação. Usualmente, um material comporta-se elasticamente quando o estado de tensões se encontra dentro da superfície de plastificação e, quando está sobre, comporta-se plasticamente.

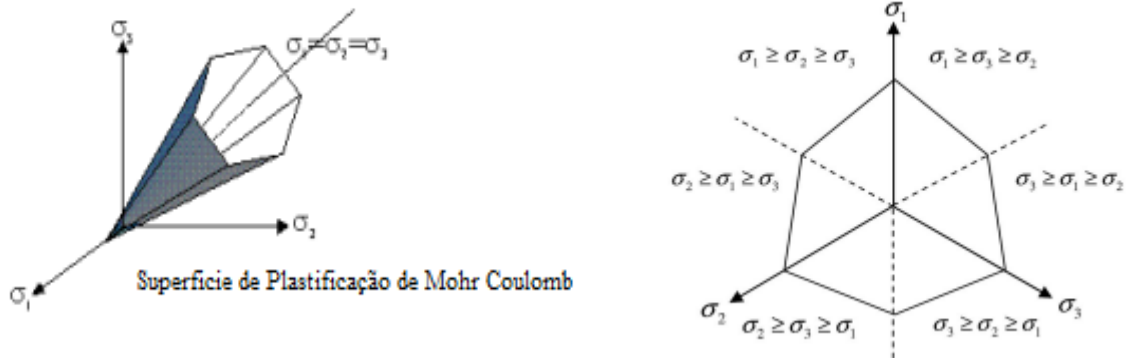
2.4.5 Modelos Constitutivos

Esta seção apresenta sucintamente os dois modelos constitutivos elastoplásticos utilizados para reproduzir os comportamentos dos materiais aplicados nos modelos analisados numericamente. Esses modelos - Mohr-Coulomb e Cam-Clay Modificado – são aplicados aos materiais sólidos não viscosos friccionais e coesivos, respectivamente, que no geral sofrem deformações com uma parcela elástica (reversível) e outra parcela plástica (irreversível).

2.4.5.1 Modelo de Mohr-Coulomb

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é um dos mais utilizados na geotécnica para representar comportamento de resistência de solos granulares. No espaço das tensões, a sua superfície de plastificação é representada por uma pirâmide hexagonal, enquanto que no plano octaédrico ela assume a configuração de um hexágono irregular, como ilustra a Figura 21.

Figura 21 – Superfície de plastificação no espaço e no plano octaédrico



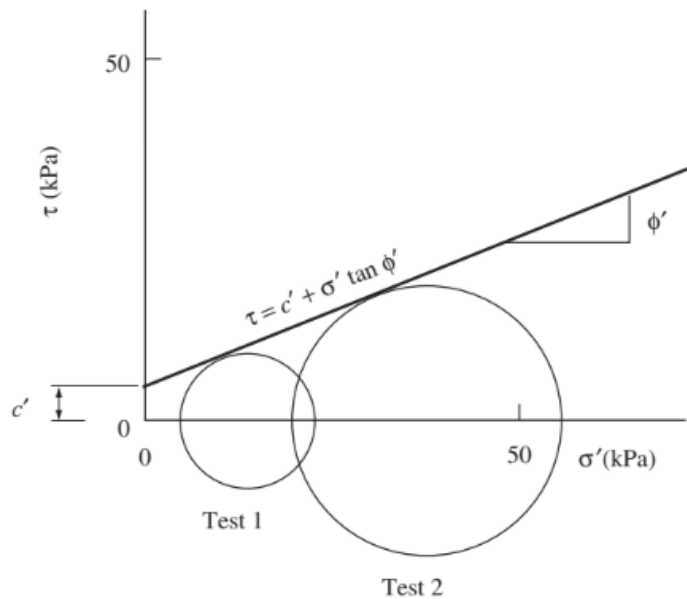
Fonte: Adaptada de Lautenschläger (2008)

O critério reconhece o caráter friccional dos solos e garante que a ruptura do solo acontece quando a tensão cisalhante num plano atinge um valor máximo igual a τ_f , dado pela Equação (41). A envoltória de ruptura descrita por essa equação é representada na Figura 22.

$$\tau_f = c + \sigma_f \cdot \tan \phi \quad (41)$$

Onde c e ϕ são os parâmetros de resistência do material e σ_f é a tensão normal no plano de ruptura.

Figura 22 - Representação da envoltória de ruptura Mohr-Coulomb



Fonte: Helwany (2007)

Substituindo as expressões da tensão máxima de cisalhamento $\left(q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ e da tensão média $\left(p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)$ na equação acima e reorganizando os termos, é estabelecida a Equação (42), que define a superfície de plastificação no plano, considerando que σ_1 e σ_3 são as tensões principais maior e menor, respectivamente. Geralmente, os modelos numéricos fazem uso dessa expressão para analisar a resistência de solos com base no critério de Mohr-Coulomb.

$$F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \text{sen } \phi - c \cdot \cos \phi = 0 \quad (42)$$

2.4.5.2 Modelo Cam Clay Modificado

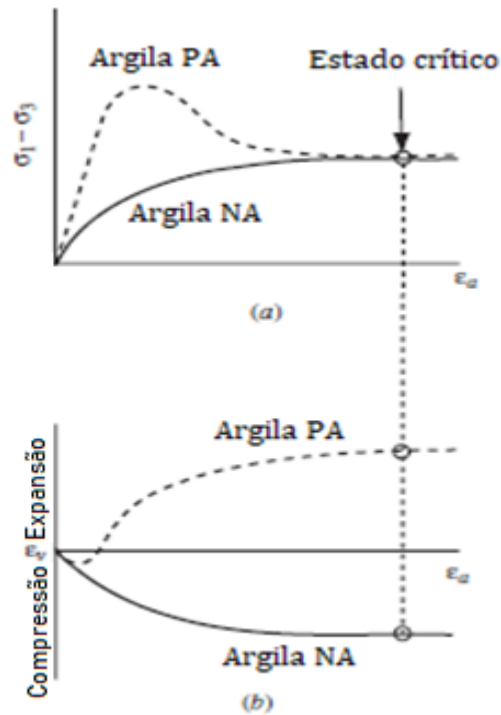
Desenvolvidos na Universidade de Cambridge (Roscoe *et al.* (1958) e Roscoe e Schofield (1963), Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978), a Teoria do Estado Crítico e o modelo Cam-Clay abordam conceitualmente a resistência, a compressibilidade e a deformabilidade do argilas remoldadas (HELWANY, 2007; BARONI, 2016).

O modelo Cam Clay Modificado surgiu posteriormente por meio do aperfeiçoamento do modelo Cam-Clay original, sendo que ambos são modelos elastoplásticos baseados na Teoria do Estado Crítico. Helwany (2007) explica que esses modelos são capazes de descrever o comportamento tensão-deformação de solos e prever a resistência dependente da pressão, da compressão e da dilatação causada pelo cisalhamento. Nader (2015) acrescenta que o modelo é capaz, também, de representar os comportamentos de endurecimento, amolecimento e plastificação perfeita, no estado crítico.

O estado crítico caracteriza-se por aumento de taxa de deformações, no caso das argilas remoldadas saturadas, sem a variação da resistência (q), da tensão efetiva média (p'), do volume (v), da poropressão (u) e do índice de vazios (e) do solo, como mostram a Equação (43) e a Figura 23.

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_{xx}} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_{xx}} = \frac{\partial u}{\partial \varepsilon_{xx}} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_{xx}} = 0 \quad (43)$$

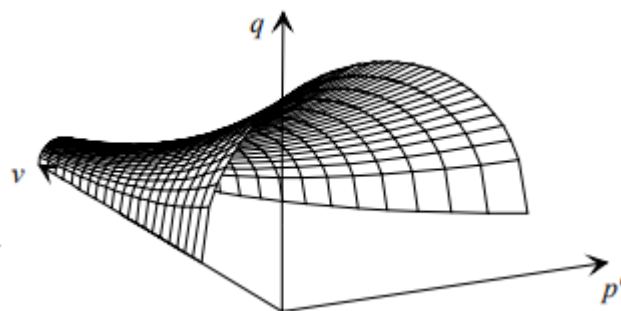
Figura 23 - Representação da condição do estado crítico



Fonte: Helwany (2007).

A partir do conceito de estado crítico, é estabelecida uma relação única entre a tensão efetiva média (p'), resistência ao cisalhamento (q) e índice de vazios (e) na ruptura. No espaço, essa relação é representada por uma superfície de plastificação elipsoidal (Figura 24).

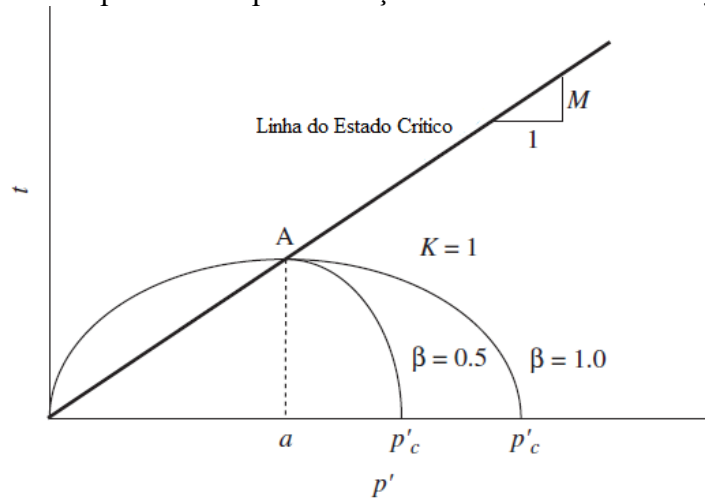
Figura 24 – Superfície de plastificação do modelo Cam-Clay Modificado



Fonte: Silva (1996)

A Figura 25 apresenta a linha do estado crítico e a curva de plastificação do modelo no plano $p' - q$. O parâmetro M , que caracteriza a declividade da linha do estado crítico, depende do ângulo de atrito crítico (ϕ') e é calculado por meio da Equação (44).

Figura 25 – Superfície de plastificação do modelo Cam-Clay no plano



Fonte: Adaptado de Helwany (2007)

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (44)$$

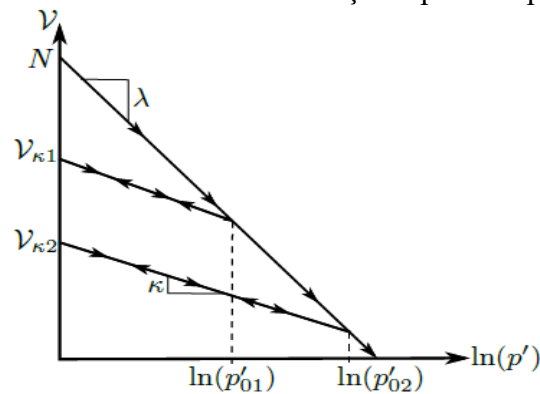
Considerando as tensões $\sigma'_1 \neq \sigma'_2 = \sigma'_3$ em um estágio de cisalhamento no ensaio de compressão triaxial convencional, as tensões efetivas média (p') e desviadora (q) podem ser calculadas pelas Equações (45) e (46), respectivamente. σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 são as tensões principais maior, intermediária e menor, respectivamente.

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3} = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3} \quad (45)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2} = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (46)$$

O conceito do estado crítico permite a obtenção de outros parâmetros do modelo Cam Clay Modificado a partir dos ensaios de adensamento ou triaxial de compressão isotrópica para representar comportamentos de adensamento de solos. Segundo Helwany (2007), é assumido solo na condição saturada, de modo que a água presente nos vazios seja expulsa durante o carregamento, causando, assim, mudanças irreversíveis de volume. Em consequência, a relação entre índice de vazios e a tensão efetiva média em um plano semi-logarítmico ($v \times \ln p'$) é apresentada na Figura 26, sendo $v = 1 + e_0$.

Figura 26 - Curva de consolidação típica no plano $v \times \ln p'$.



Fonte: Adaptado de Helwany (2007)

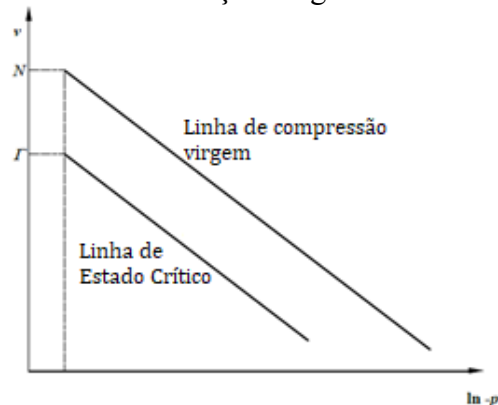
Os parâmetros (λ) e (κ) são propriedades intrínsecas do solo e correspondem às declividades das retas de compressão isotrópica e de recompressão, respectivamente. Eles são estimados por meio das Equações (47) e (48), respectivamente, conhecidos os índices de compressão (C_c) e de recompressão (C_s) determinados nos ensaios de adensamento.

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} = \frac{C_c}{2.3} \quad (47)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} = \frac{C_s}{2.3} \quad (48)$$

As equações acima se devem ao paralelismo das linhas de consolidação normal e de estado crítico (Figura 27), como explicado por Helwany (2007) e Nader (2015).

Figura 27 - Linhas típicas de consolidação virgem e estado crítico no plano $v \times \ln p'$



Fonte: Helwany (2007)

A partir da relação entre o índice de vazios inicial (e_0), a tensão efetiva média (p') e o parâmetro κ , é possível determinar outros parâmetros elásticos para representar o comportamento do solo no trecho de comportamento elástico, segundo Helwany (2007). As Equações (49), (50) e (51) são utilizadas para determinar o módulo de Young (E), o módulo de cisalhamento (G) e o módulo volumétrico (K), respectivamente.

$$E = \frac{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + e_0) \cdot p'}{\kappa} \quad (49)$$

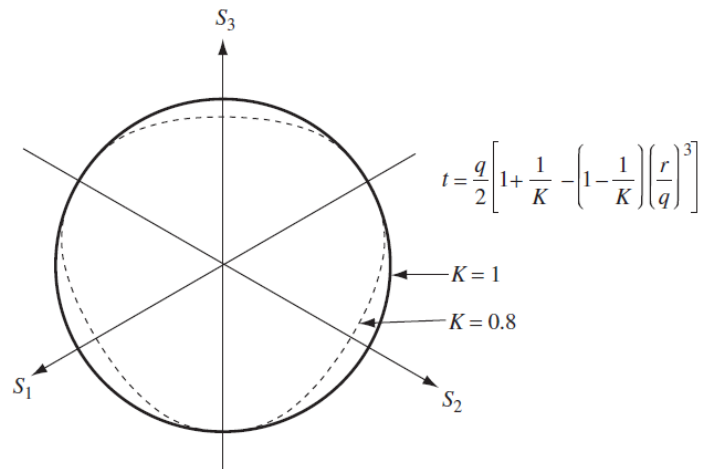
$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (50)$$

$$K = \frac{(1 + e_0) \times p'}{\kappa} \quad (51)$$

O modelo Cam Clay Modificado implementado no Abaqus permite alterar a forma da superfície de plastificação nos planos através dos parâmetros β e K . Assim, a constante β , identificada na Figura 25, é responsável por alterar a forma da superfície de plastificação no chamado ramo úmido. $\beta = 1$ permite a representação do comportamento de endurecimento, acompanhado de compressão, enquanto que $\beta < 1$ possibilita a representação do comportamento de amolecimento, acompanhado de expansão para alterar a curvatura da elipse.

A taxa de tensão de fluxo (K), identificada na Figura 28, controla a convexidade da superfície de plastificação e varia entre 0,778 e 1. Quando $K = 1$, a projeção da superfície no plano Π passa a ser um círculo.

Figura 28 – Projeção da superfície de plastificação do Cam Clay no plano do estado crítico

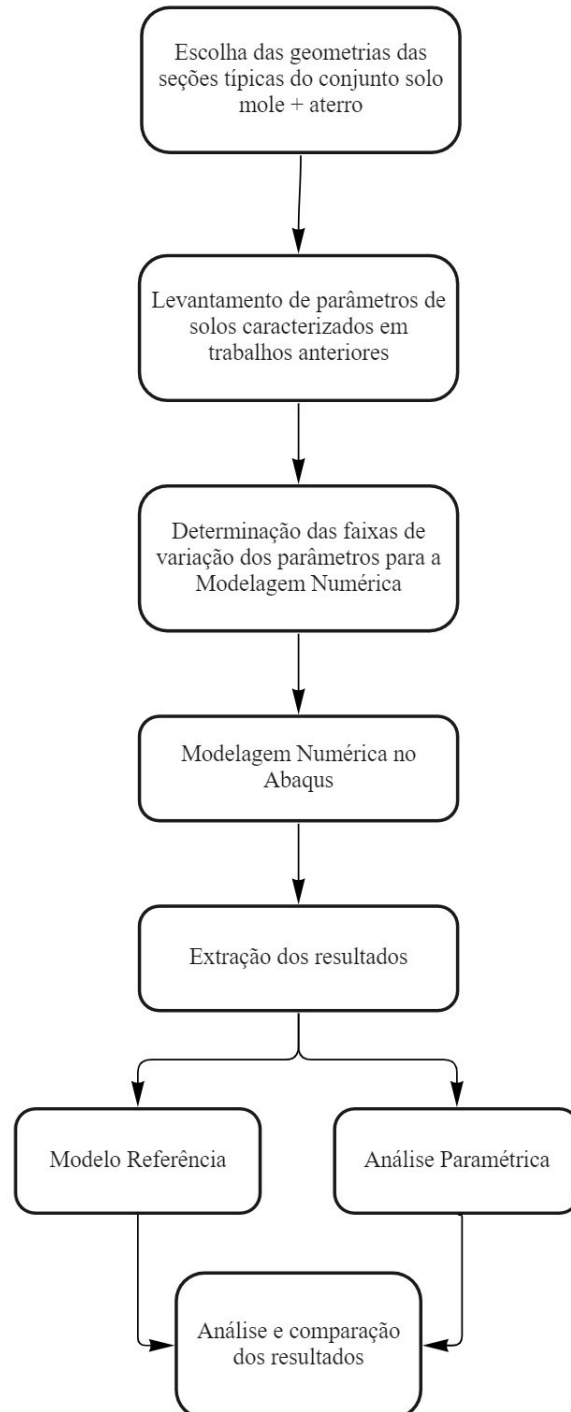


Fonte: Helwany (2007)

3 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta os procedimentos metodológicos adotados para realizar o presente trabalho de modo a atingir os objetivos traçados. De forma resumida, a Figura 29 ilustra as principais etapas seguidas na metodologia e detalhadas nos próximos itens.

Figura 29 – Fluxograma das etapas da metodologia

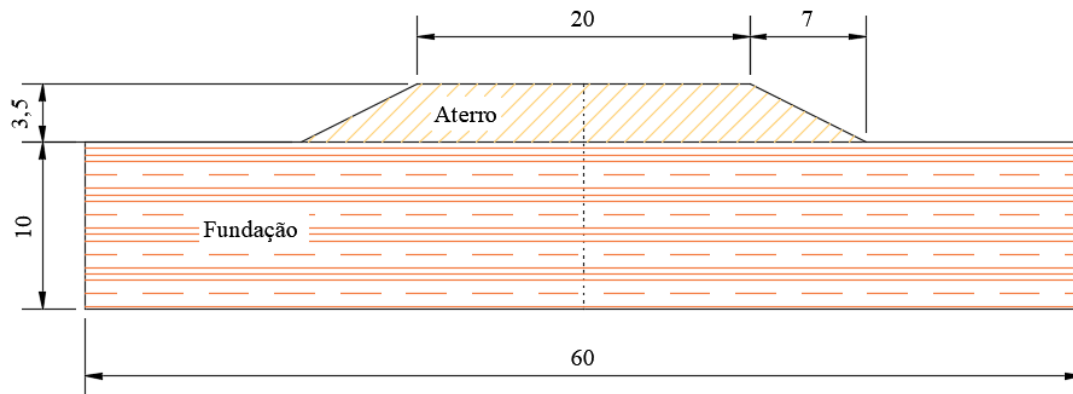


3.1 ANÁLISE NUMÉRICA

3.1.1 Descrição do Modelo Base

O modelo bidimensional em análise, estabelecido com base nas características geométricas geralmente utilizadas nas simulações numéricas, é formado por um aterro de material granular e uma camada única de argila mole que atua como fundação do aterro (Figura 30). O aterro possui 3,5 m de altura, 20 m de comprimento total e inclinação dos taludes na razão v:h igual a 1:2. A camada de fundação tem 60 m de comprimento total e espessuras variáveis. A espessura do modelo adotado como referência é igual a 10 m.

Figura 30 - Características geométricas do modelo em análise

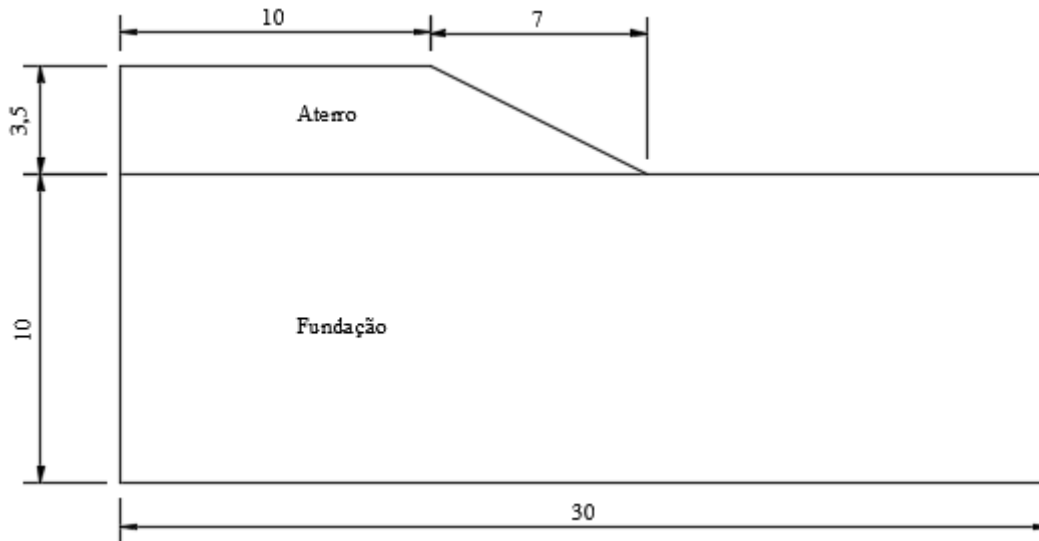


Fonte: Elaboração própria

Considerando que a largura do aterro é muito maior que a sua altura e comprimento e que a geometria e o carregamento não variam significativamente ao longo da extensão da largura do aterro, as análises numéricas podem ser feitas no estado plano de deformações. Nesse estado, assume-se que as deformações são nulas ao longo do eixo da extensão da largura do aterro.

No plano bidimensional, foi modelada somente metade do domínio do conjunto aterro-fundação, uma vez que o modelo é simétrico em relação ao eixo que passa pela linha central do conjunto, como ilustra a Figura 31.

Figura 31 – Metade do domínio do conjunto aterro-fundação



Fonte: Elaboração própria

3.1.2 Parâmetros dos Modelos Constitutivos

Buscando representar o comportamento de materiais granulares, o aterro foi modelado no Abaqus como um sólido homogêneo, obedecendo ao critério de plastificação de Mohr-Coulomb.

Os parâmetros geotécnicos fornecidos no *software* dependem dos modelos constitutivos adotados. Neste caso, foi fornecido o valor do peso específico do material de aterro (γ) a fim de computar as tensões no domínio do aterro. Os parâmetros relativos ao comportamento elástico linear foram: módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Para o comportamento plástico, foram introduzidos os seguintes parâmetros: ângulo de atrito (ϕ), ângulo de dilatância (ψ) e coesão (c). Os parâmetros relativos à permeabilidade foram: coeficiente de permeabilidade (k) e índice de vazios inicial (e_0).

A faixa de variação dos parâmetros do aterro e da argila mole, apresentada mais adiante, foi estabelecida com base nos trabalhos de Han (2002), Keykhosropur (2012), Khabbazian (2009), Elsayy (2013), Alkhorshid (2021), Yapage (2015), Fang (2006) e Almeida (2013). A partir dessa faixa, foram definidos valores de referência para cada um dos parâmetros. A Tabela 11 apresenta os parâmetros do material do aterro, bem como as suas faixas de variação e os valores de referência.

Tabela 11 - Parâmetros geotécnicos do material granular de aterro

Aterro		
Parâmetro	Valor referência	Faixa de variação
Índice de vazios inicial - e_0	0,65	-
Peso específico - γ (kN/m ³)	20	18 - 22
Coesão - c (kN/m ²)	2	0 - 5
Ângulo de atrito - ϕ (°)	30	25 - 40
Ângulo de dilatância - ψ (°)	10	0 - 10
Módulo de elasticidade - E (kN/m ²)	1000	500 - 80000
Coefficiente de Poisson - ν	0,3	0,3 - 0,35
Coefficiente de permeabilidade - k (m/s)	0,01	-

A argila mole da fundação foi considerada saturada e modelada no Abaqus como um sólido homogêneo de comportamento elastoplástico, obedecendo ao critério de plastificação do modelo Cam Clay Modificado.

Valores do peso específico da argila (γ) e do coeficiente de empuxo lateral no repouso (k_0) foram fornecidos para o cálculo das tensões geostáticas iniciais no domínio da fundação. Os parâmetros relativos ao comportamento elástico, sob a condição *porous elastic*, foram: índice de recompressão (κ) e coeficiente de Poisson (ν). Para o comportamento plástico, foram definidos o índice de compressão (λ), a declividade da linha do estado crítico (M), o tamanho inicial da superfície de plastificação ($\frac{p'_0}{2}$), o parâmetro que define o tamanho da superfície de plastificação no ramo úmido (β) e a taxa de tensão de fluxo (K). Por fim, para a permeabilidade da argila, foram definidos o coeficiente de permeabilidade (k) e o índice de vazios inicial (e_0).

A Tabela 12 apresenta valores dos parâmetros e as faixas de variação estabelecidas a partir do levantamento bibliográfico realizado nos trabalhos supracitados.

O procedimento adotado para definir a faixa de variação dos parâmetros com base nos estudos anteriores visa estabelecer modelos compatíveis com os encontrados na literatura de modo a realizar posteriormente análises paramétricas.

Tabela 12 - Parâmetros da argila mole da fundação

Fundação (solo mole)		
Parâmetro	Valor referência	Faixa de variação
Índice de vazios inicial - e_0	1,2	1 - 2
Peso específico - γ (kN/m ³)	15	14 - 18
Índice de recompressão - κ	0,05	0,03 - 0,09
Coefficiente de Poisson - ν	0,33	0,35 - 0,45
Índice de compressão - λ	0,2	0,11 - 0,5
Declividade da linha do estado crítico - M	1	0,85 - 1,4
Tamanho inicial da superfície de plastificação - p'/σ'_{v0}	37,5	-
Tamanho da superfície de plastificação no ramo úmido - β	1	-
Taxa de tensão de fluxo - K	1	-
Coefficiente de permeabilidade - k (m/s)	2,50E-08	-
Coefficiente de empuxo lateral no repouso - $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	0,58	0,58 - 0,66

3.1.3 Sequência das Simulações

O processo de análise da modelagem numérica do conjunto aterro-fundação consistiu em três etapas: geostática, execução do aterro e adensamento.

Na primeira etapa, foram geradas as tensões geostáticas iniciais na camada de fundação através da opção *Body Force* para facilitar na análise posterior do excesso de poropressão. Nessa etapa o *software* busca garantir, considerando as cargas aplicadas e as condições de contorno, o equilíbrio dentro da camada de argila. Ou seja, que o estado de tensão inicial de qualquer elemento dentro da camada de argila esteja dentro da superfície de plastificação inicial do modelo Cam Clay Modificado.

A segunda etapa consiste na execução do aterro sobre a camada de argila ao longo de um período de um mês. Para isso, a altura do aterro (3,5 m) ou o acréscimo de tensão vertical efetiva (35 kPa, derivado do cálculo de tensão efetiva para os 3,5 m de altura) foram aplicados de forma linear durante o tempo de construção até atingirem os valores máximos, 3,5 m e 35 kPa, respectivamente.

Por fim, foi simulado o processo de adensamento da camada de argila na última etapa, com duração fixada em 4 anos. Assim como na segunda etapa, os contornos superiores

do modelo ficaram permeáveis, com valores nulos de poropressão, para facilitar a saída de água durante o adensamento da camada de argila.

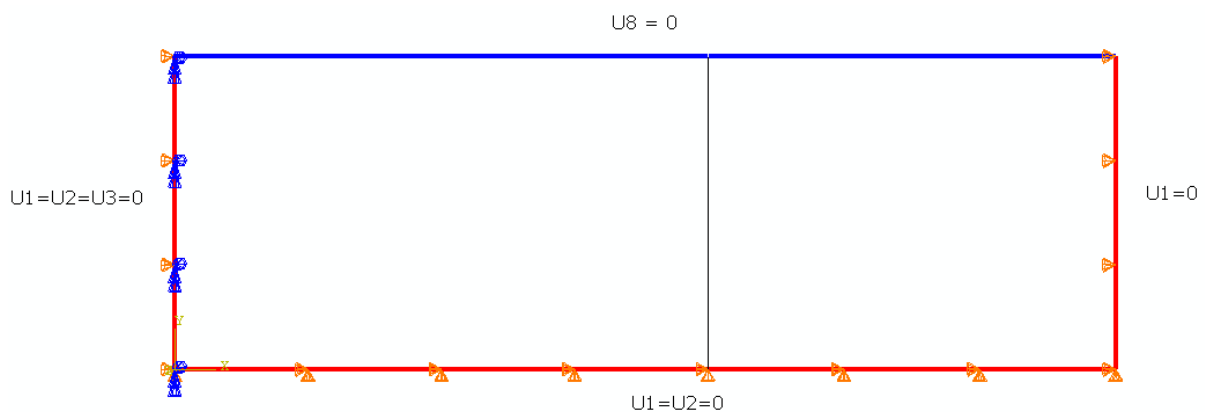
3.1.4 Condições de Contorno

As condições de contorno do modelo foram estabelecidas levando em consideração o estado de deformação plana bidimensional. Foram criados dois tipos de condições de contorno: condição de contorno física e de permeabilidade.

Na primeira etapa de simulação, como ilustra a Figura 32, foram definidas 3 condições de contorno físicas ao longo das linhas externas do modelo, na base, foram restringidos os movimentos de deslocamento nas direções vertical (U2) e horizontal (U1) e permitido o livre movimento de rotação (UR3). No lado direito, foi restringido o movimento de deslocamento apenas na direção horizontal (U1), ficando livres os movimentos na vertical (U2) e de rotação (UR3). Para o contorno esquerdo, por ser o eixo de simetria, foi escolhida a condição de contorno de simetria em relação ao plano X, em que os três movimentos são iguais a zero ($U1=UR2=UR3=0$).

Com relação à condição de contorno de permeabilidade, a linha superior da camada é deixada permeável de modo que a poropressão seja igual a 0 ($U8=0$).

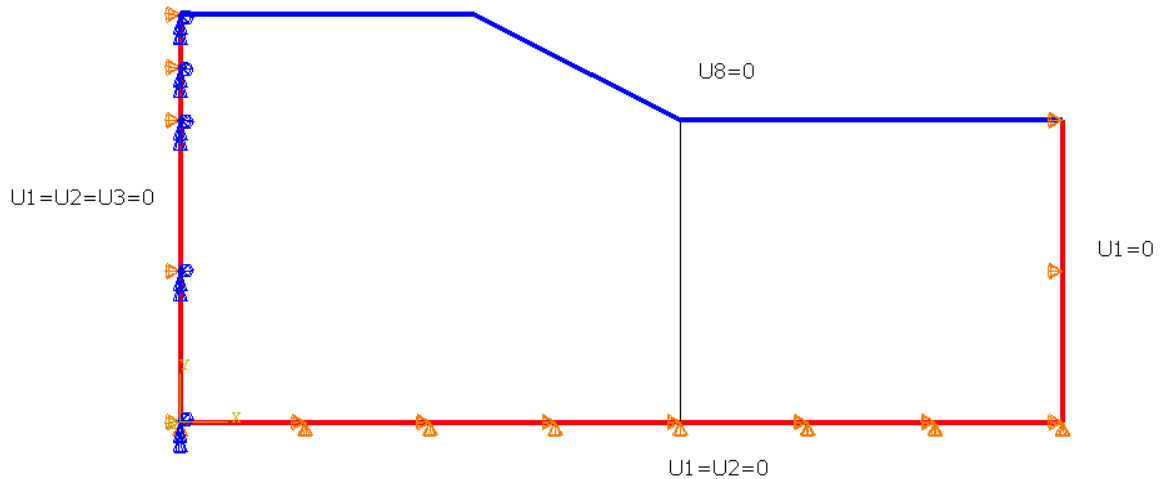
Figura 32 - Condições de contorno na primeira etapa da simulação



As condições de contorno físicas não alteram com a mudança das etapas. Por outro lado, no início da segunda etapa, a condição de contorno de permeabilidade na base do aterro foi desativada, enquanto que para as linhas da crista e do talude de aterro foi aplicada a condição de poropressão nula ($U8=0$). Essa condição se manteve até o final da última etapa.

A Figura 33 apresenta as condições de contorno físicas e de permeabilidade vigentes nas duas últimas etapas.

Figura 33 - Condições de contorno na segunda etapa da simulação



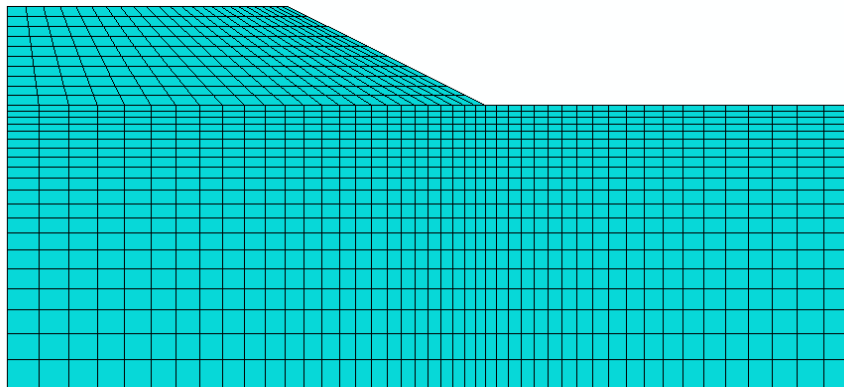
3.1.5 Tipo de Elementos e Discretização da Malha

Os domínios do aterro e da fundação foram discretizados em malhas de elementos finitos sólidos e quadriláteros bidimensionais disponíveis na biblioteca de elementos do Abaqus. Os elementos adotados são do tipo CPE8RP (elemento quadrilátero de deformação plana de 8 nós, deslocamento biquadrático, poropressão bilinear e integração reduzida) por apresentarem resultados satisfatórios em análises acopladas *pore fluid* (análise da saída de água em um meio poroso)

A Figura 34 ilustra a discretização dos domínios do modelo em malha dos elementos finitos. Para a discretização da malha, foi utilizado um total de 1150 elementos finitos, sendo que 250 estão no domínio do aterro e 900 no domínio da fundação de 10 m de espessura. A quantidade de elementos no domínio de fundação varia de acordo com a espessura do solo (630 elementos – 5 m, 990 elementos – 15 m e 1125 elementos – 20 m).

A malha foi refinada nas duas direções nas regiões com tendência de maiores concentrações de tensões e deformações. No domínio do aterro, a espessura dos elementos é igual a 35 cm. No domínio da fundação, na direção vertical, a espessura dos elementos mais próximos do nível do terreno é de 20 cm. As espessuras dos elementos aumentam à medida que a posição do elemento se afasta do nível do terreno.

Figura 34 – Malha adotada para a simulação numérica

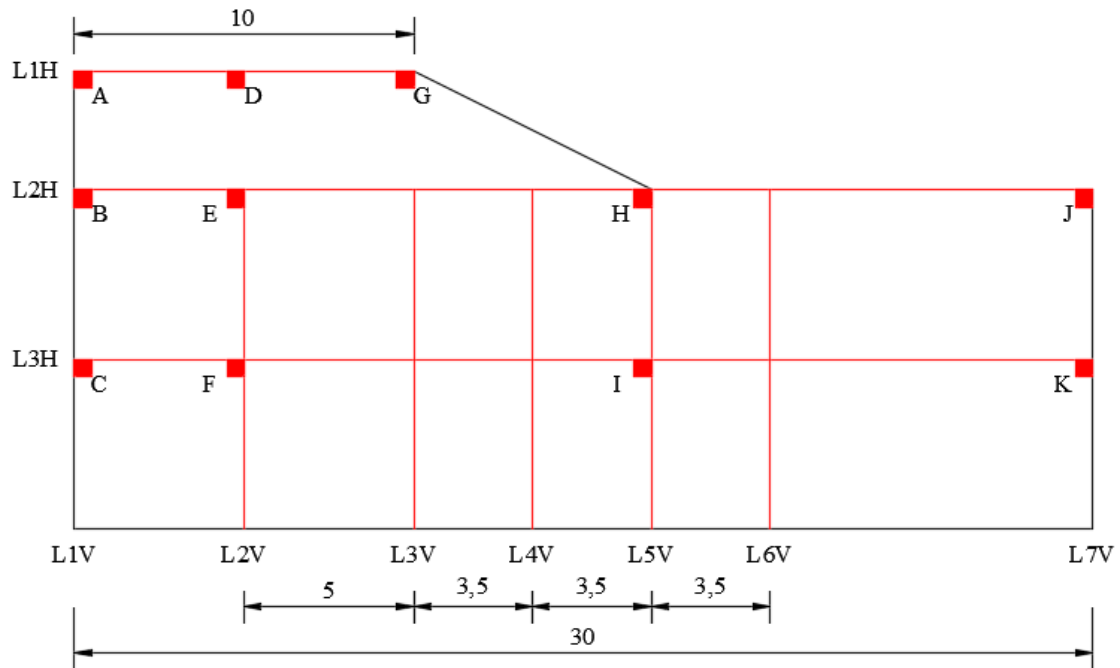


3.1.6 Extração dos Resultados

Finalizada a simulação numérica, os valores dos resultados de algumas variáveis-resposta – deslocamento vertical (recalque), deslocamento horizontal, poropressão, tensão vertical efetiva – foram exportados do Abaqus para o Excel com o objetivo de gerar gráficos que permitem analisar e interpretar o comportamento do modelo simulado.

A Figura 35 apresenta a disposição dos pontos e das linhas do modelo de onde os dados foram extraídos. No total, foram definidos 11 pontos, 3 linhas horizontais e 6 linhas verticais. Nos pontos são extraídos dados para análise da variação das variáveis-resposta ao longo do tempo, enquanto que as informações coletadas nas linhas permitem analisar a variação das variáveis-resposta com a profundidade (direção vertical) ou com a distância x (direção horizontal), nestes últimos dois casos, extraindo os valores correspondentes aos tempos de 1 mês, 1 ano e 4 anos.

Figura 35 – Pontos e linhas utilizados na extração dos dados



Fonte: Elaboração própria

3.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

O planejamento da análise paramétrica descrito neste item visa analisar a sensibilidade das variáveis-resposta do modelo a diferentes parâmetros geotécnicos e geométricos. A partir dessas análises, será possível identificar a variação de quais parâmetros mais influenciam no comportamento do aterro sobre solos moles e que deve ser levada em consideração em projetos deste tipo de estrutura.

Para o aterro, foram feitas análises paramétricas em relação a dois parâmetros geotécnicos nas simulações realizadas. Foram avaliados o parâmetro de resistência ângulo de atrito (ϕ_a) e o módulo de elasticidade (E). Já para a fundação, as análises paramétricas foram realizadas para parâmetros geométricos e geotécnicos. Na geometria, variou-se a espessura do solo mole (H_s), enquanto os seguintes parâmetros geotécnicos foram alterados: o índice de recompressão do modelo (κ), o índice de compressão (λ) e a declividade da linha do estado crítico (M). A variação do M ocasiona a variação do coeficiente de empuxo lateral no repouso (k_0), uma vez que ambos dependem do ângulo de atrito do solo mole. Vale ressaltar que, durante a variação de um determinado parâmetro, os demais se mantêm inalterados, assumindo os valores de referência. Ou seja, não são alterados mais de um parâmetro simultaneamente.

Os valores de referência dos parâmetros não alterados na análise paramétrica são os mesmos já apresentados no Item 3.1.2 e reproduzidos novamente nas Tabelas 13 e 14 para camadas de aterro e de fundação, respectivamente. Os valores atribuídos a cada um dos parâmetros alterados nas análises paramétricas estão dentro da faixa de variação apresentada no Item 3.1.2 estabelecida com base nos estudos anteriores.

Tabela 13 - Valores atribuídos aos parâmetros do aterro na análise paramétrica

Aterro			
	Parâmetro	Valor referência	Valor - análise paramétrica
Geométrico	Altura aterro - H_a (m)	3,5	-
	Comprimento aterro - L_a (m)	20	-
	Índice de vazios inicial - e_0	0,65	-
	Peso específico γ - (kN/m ³)	20	-
	Coesão - c (kN/m ²)	2	-
Geotécnico	Ângulo de atrito - ϕ (°)	30	25; 27,5; 30; 32,5
	Ângulo de dilatância - ψ (°)	10	-
	Módulo de elasticidade - E (kN/m ²)	1000	500; 1000; 1250; 1500
	Coefficiente de Poisson - ν	0,3	-
	Coefficiente de permeabilidade - k (m/s)	0,01	-

Tabela 14 - Valores atribuídos aos parâmetros de fundação na análise paramétrica

Fundação (solo mole)			
	Parâmetro	Valor referência	Valor - análise paramétrica
Geométrico	Espessura solo - H_s (m)	10	5; 10; 15; 20
	Comprimento solo - L_s (m)	60	-
Geotécnico	Índice de vazios inicial - e_0	1,2	-
	Peso específico - γ (kN/m ³)	15	-
	Índice de recompressão - κ	0,05	0,03; 0,05; 0,075; 0,09
	Coefficiente de Poisson - ν	0,33	
	Índice de compressão - λ	0,2	0,1; 0,2; 0,3; 0,4
	Declividade da linha do estado crítico - M	1	0,8; 1,0; 1,24; 1,4
	Tamanho inicial da superfície de plastificação - p'/σ'_{v0}	37,5	-
	Tamanho da superfície de plastificação no ramo úmido - β	1	-
	Taxa de tensão de fluxo - K	1	-
	Coefficiente de permeabilidade - k (m/s)	2,50E-08	-
Coefficiente de empuxo lateral no repouso - $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	0,58	0,43; 0,48; 0,58; 0,66	

As Figura 36 e Figura 37 ilustram as 19 simulações numéricas realizadas no Abaqus, que englobam todas as combinações dos parâmetros alterados na análise paramétrica.

Figura 36 – Análises paramétricas – Bloco 1 – Parâmetros geotécnicos

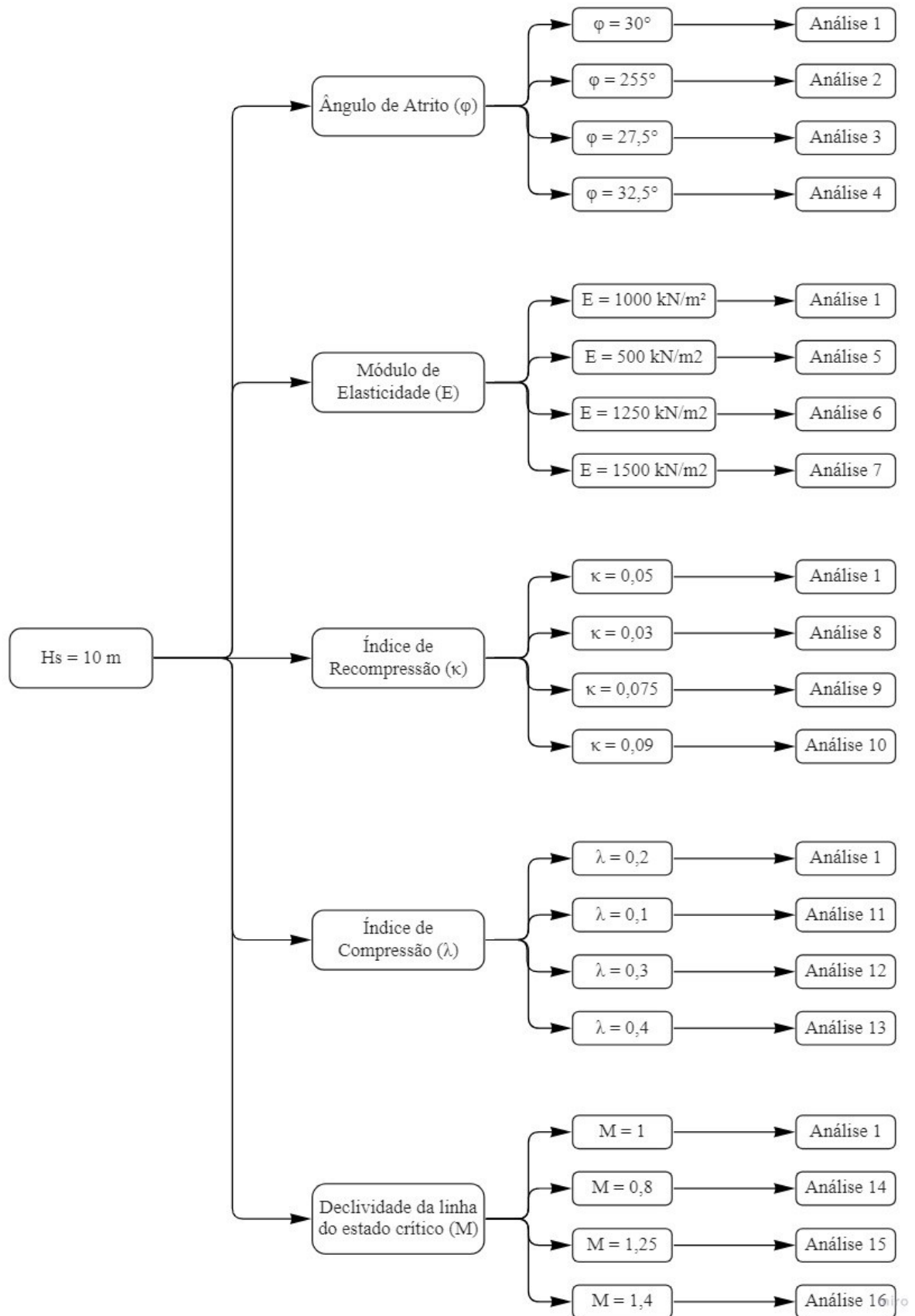


Figura 37 – Análises paramétricas – Bloco 2 – Parâmetros geométricos



4 RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados da modelagem numérica por elementos finitos e da análise paramétrica, descritas no Item 3. Ressalta-se que, devido à simetria do modelo, apenas metade do domínio será apresentado, considerando que o comportamento da outra metade é semelhante.

Como explicado anteriormente, os resultados foram extraídos nos nós e elementos abrangidos pelas linhas horizontais e verticais ou pelos pontos apresentados no esquema da Figura 35.

Para facilitar o entendimento e a interpretação dos resultados, decidiu-se apresentá-los em três formas diferentes, sendo que as suas análises são complementares. Assim, analisou-se o comportamento de recalque (deslocamento vertical), deslocamento horizontal, excesso de poropressão e tensão vertical efetiva. Primeiramente, para cada variável analisada, são apresentadas imagens extraídas do Abaqus que permitem visualizar o seu comportamento, em todo o domínio do modelo, em um determinado tempo. Junto dessas imagens, são apresentados também os gráficos que mostram o comportamento da variável em análise ao longo do tempo ou da profundidade, ou da distância horizontal, dependendo da linha ou do ponto escolhido. Por fim, são apresentados os gráficos que destacam a influência dos parâmetros analisados no desempenho do aterro.

Considerando o grande volume de gráficos gerados, limitação do espaço e tempo e similaridade nos padrões de comportamento, decidiu-se dar maior atenção à apresentação e interpretação dos resultados do caso típico, cujo modelo possui solo mole de espessura de 10 m. Em determinadas situações, os resultados do caso típico são confrontados com os de outras espessuras de solo mole. Vale ressaltar que a influência da espessura do solo mole no comportamento do aterro foi avaliada nos gráficos da análise paramétrica. Os gráficos não interpretados diretamente são apresentados nos Apêndices deste trabalho.

4.1 ANÁLISES DE RECALQUE

A análise qualitativa e quantitativa de recalque é de extrema importância em obras de engenharia, essencialmente naquelas assentes sobre solos moles. Em função disso, foi analisado o desempenho do aterro a partir dos resultados do deslocamento vertical (recalque) em função do tempo, da profundidade e da distância horizontal.

Primeiramente, são apresentadas as Figuras 38 e 39 que ilustram a variação do recalque, em m, em todo o domínio do modelo referência para os tempos de 1 mês e 4 anos, respectivamente.

Figura 38 – Variação do recalque no tempo de 1 mês.

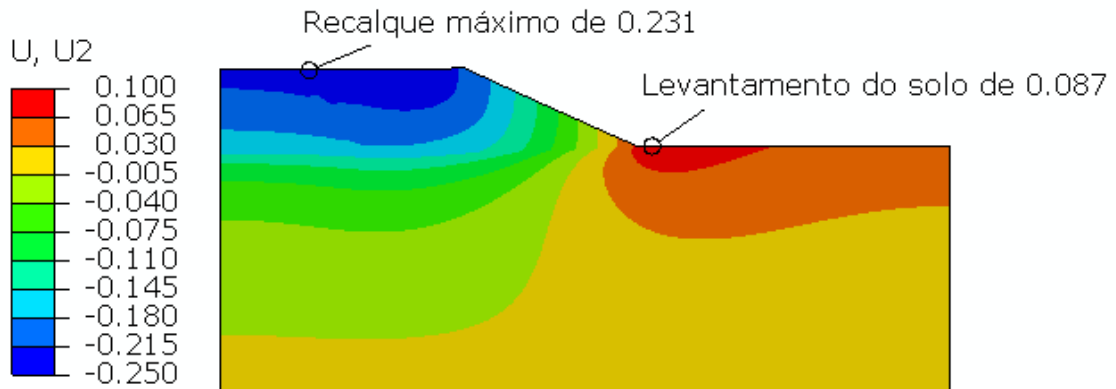
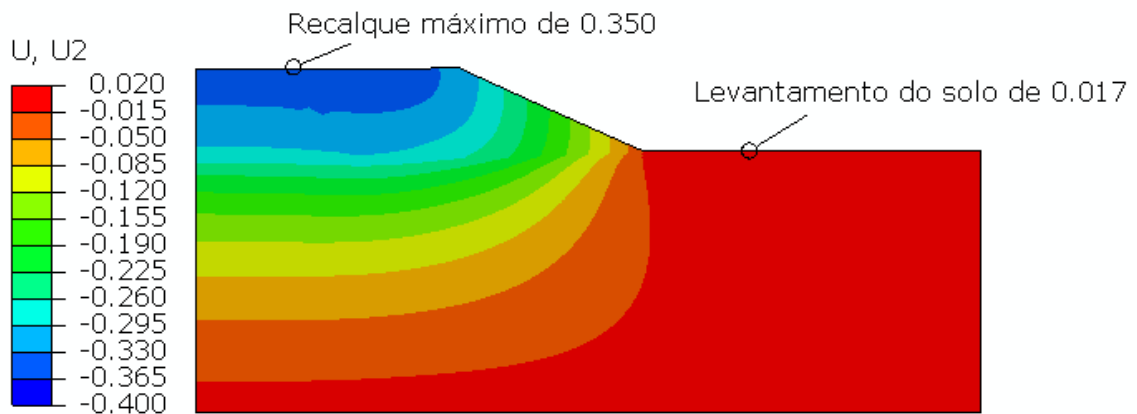


Figura 39 – Variação do recalque no tempo de 4 anos.



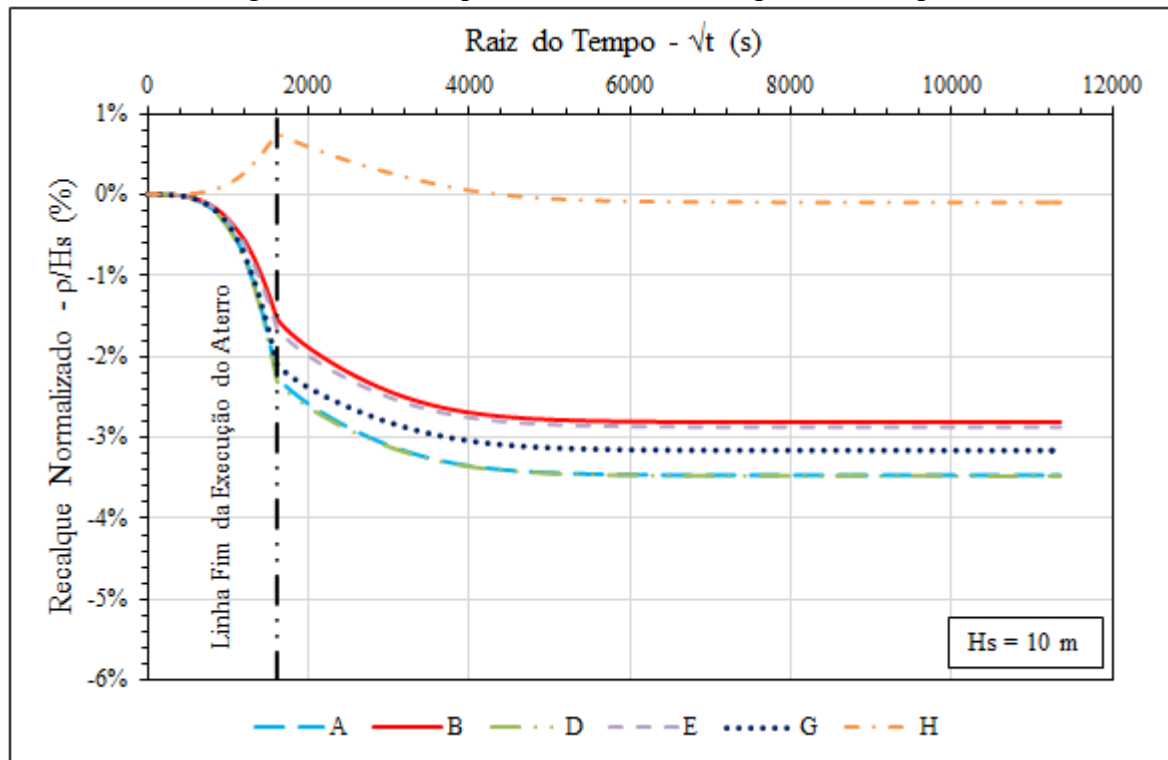
De modo geral, a Figura 38 permite observar que, ao final da construção do aterro (tempo de 1 mês), o recalque máximo foi de aproximadamente 25 cm na superfície do aterro, enquanto que o solo junto ao pé do aterro levantou cerca de 9 cm. Esse tipo comportamento ocorre geralmente na formação de superfície de rupturas gerais de fundações.

Analisando a Figura 39, ao final dos 4 anos de adensamento, o recalque no topo do aterro aumentou para 35 cm, enquanto que o levantamento do solo junto ao pé do aterro diminuiu para cerca de 2 cm. As possíveis causas para a reversão do deslocamento vertical observada no solo junto ao pé do aterro são apresentadas e discutidas mais adiante.

4.1.1 Recalque Normalizado $\left(\frac{\rho}{H_s}\right)$ versus Raiz do Tempo (\sqrt{t})

Para a análise do recalque em função do tempo, foram retirados os dados dos pontos A, B, D, E, G e H, conforme indicado na Figura 35. O recalque foi normalizado pela espessura do solo mole correspondente à curva em análise. Dessa forma, para o caso típico ($H_s = 10$ m), a Figura 40 ilustra as curvas do recalque *versus* raiz do tempo.

Figura 40 - Recalque *versus* raiz do tempo – Caso típico



Em concordância com os resultados apresentados no Item 4.1, observa-se por meio da Figura 40 que os maiores valores de recalque normalizado (3,5%) ocorreram nos pontos A e D, localizados no topo do aterro. Em termos absolutos, esse valor equivale a 35 cm de recalque. Por outro lado, o recalque máximo da camada de solo mole (pontos B e E) foi de aproximadamente 28,6 cm, o que corresponde, em termos normalizados, 2,86%. A diferença de 6,4 cm entre o recalque máximo na superfície do aterro e o da superfície da camada argila deve-se à compressibilidade do material do aterro.

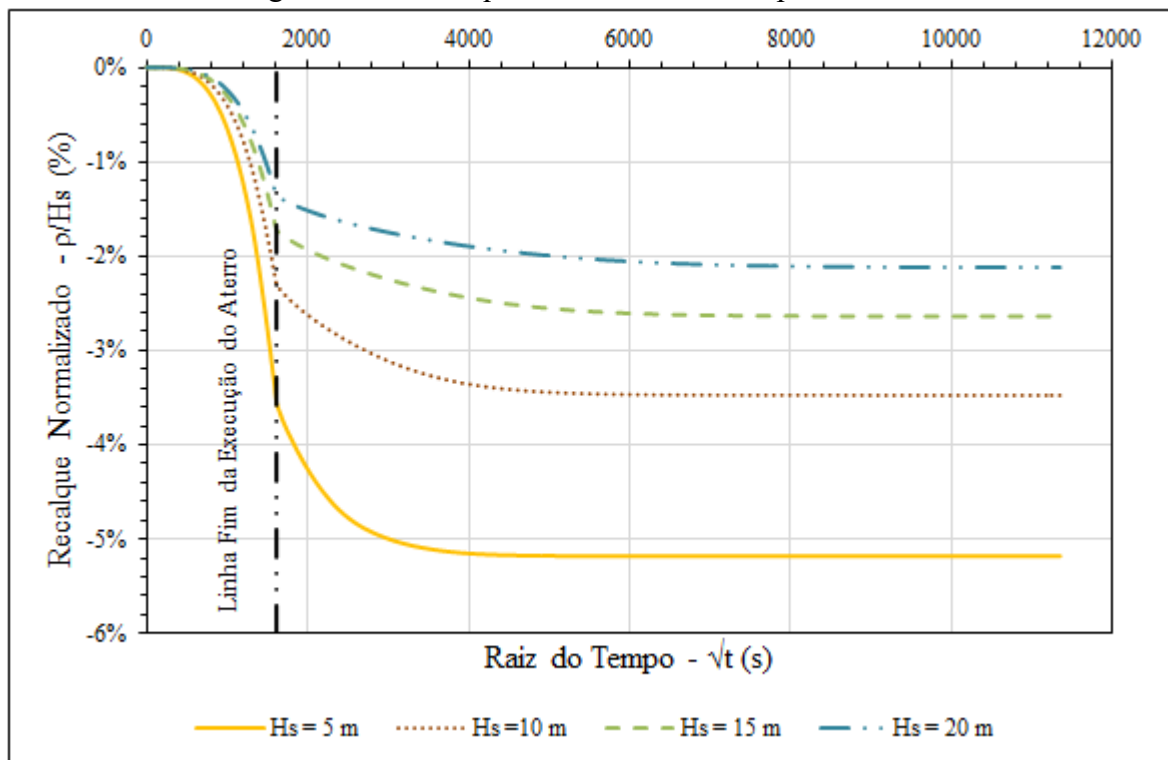
Durante o período construtivo do aterro, nota-se que o ponto H, localizado no pé do aterro, apresentou um recalque positivo, causando o tal levantamento (deslocamento vertical para cima) do solo em 9 cm, já observado na Figura 38. Após a finalização do aterro, ocorreu

a redução quase total desse deslocamento vertical. Uma das possíveis razões para esse comportamento é que, há movimento horizontal significativo do aterro e solo durante o período construtivo, uma vez que a velocidade de carregamento é maior que a velocidade de adensamento. Esse processo ocorre com aumento de tensões cisalhantes na região onde está sendo formada a superfície de ruptura. Após a finalização do aterro, a velocidade de carregamento é nula, de modo que predomina o recalque do solo abaixo do aterro, provocando uma reversão de deslocamento horizontal no aterro e no solo da fundação. No solo junto ao pé de aterro, ocorre tanto a reversão do deslocamento horizontal como o de deslocamento vertical. Esse comportamento também foi observado nas análises realizadas com espessuras de solo mole de 5 m, 15 m e 20 m.

Com relação à estabilização do recalque, pode-se concluir que a mesma aconteceu aproximadamente 13,9 meses ($\sqrt{t} \approx 6000$ s) após o início da execução do aterro. Ou seja, 12,9 meses passaram da conclusão do aterro.

A Figura 41 compara os recalques normalizados dos modelos com espessura da camada argilosa de 5 m, 10 m, 15 m e 20 m para o ponto D, localizado na superfície do aterro. Os gráficos que ilustram as comparações dos demais pontos são apresentados no Apêndice B.

Figura 41 - Recalque *versus* raiz do tempo – Ponto D



Em termos gerais, valores absolutos de recalque aumentam com a espessura da camada. No ponto D, esses valores são iguais a 42,4 cm, 39,6 cm, 35 cm e 26 cm para modelos com espessura da camada argilosa de 20 m, 15 m, 10 m e 5 m, respectivamente. Por outro lado, a análise em termos normalizados mostra que o modelo com 5 m de espessura de solo mole apresentou o maior recalque normalizado (5,2%). Ou seja, os valores do recalque normalizado decrescem com o aumento da espessura de camada de argila, considerando o mesmo carregamento.

4.1.2 Recalque Normalizado $\left(\frac{\rho}{H_s}\right)$ versus Distância Horizontal

No dimensionamento de aterros sobre solos moles, geralmente são limitados os recalques diferenciais máximos no sentido transversal à rodovia (ou ao aterro), considerando as consequências das eventuais patologias na segurança e funcionalidade da estrutura.

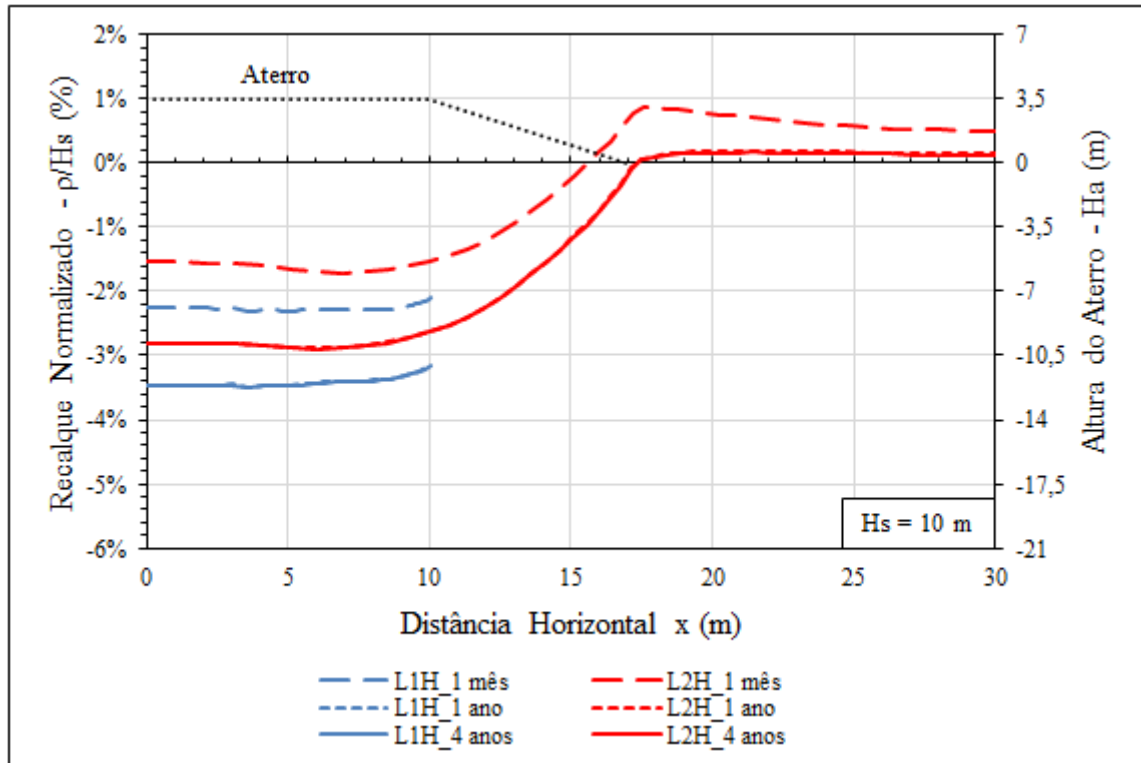
Diante do exposto, foram retirados os dados das linhas L1H (superfície do aterro) e L2H (superfície da fundação) para analisar o recalque em função da distância horizontal. Novamente, o recalque foi normalizado pela espessura do solo mole correspondente à curva em análise. Para o caso típico ($H_s = 10$ m), a Figura 42 ilustra as curvas do recalque *versus* distância horizontal, bem como a extensão do aterro para auxiliar na análise dos resultados.

Levando em conta a geometria do aterro, é evidente que, quanto mais próximo ao seu eixo de simetria, maior é o recalque. Este comportamento é mostrado na linha L2H, que percorre toda a extensão de 30 m da superfície da camada de argila. Nota-se que o recalque médio da camada de argila, abaixo da largura da crista do aterro de 10 m, é de aproximadamente 16 cm em 1 mês e de 29 cm em 4 anos. Dos 10 aos 17 metros, extensão do solo abaixo do talude do aterro, observa-se menor valor dos recalques devido à diminuição da altura do aterro. Por razões já explicadas anteriormente, o solo levantado junto ao pé do aterro (deslocamento vertical para cima) durante a etapa de carregamento recua para o seu estado inicial à medida que avança o adensamento da camada de argila.

A linha L1H da superfície do aterro sofre um recalque médio de aproximadamente 23 cm e 34,5 cm nos tempos de 1 mês e 4 anos, respectivamente. Vale ressaltar que o recalque de 4 anos é praticamente igual ao do 12,9º mês após a finalização do aterro, início da estabilização de recalques. A diferença de recalque na superfície do aterro (linha L1H) é de

1,5 cm no tempo de 1 mês, e de 3,1 cm no tempo de 4 anos, valores menores que o máximo recomendado pela norma DNIT 381:2021 – PRO para aterros de Classe II e III.

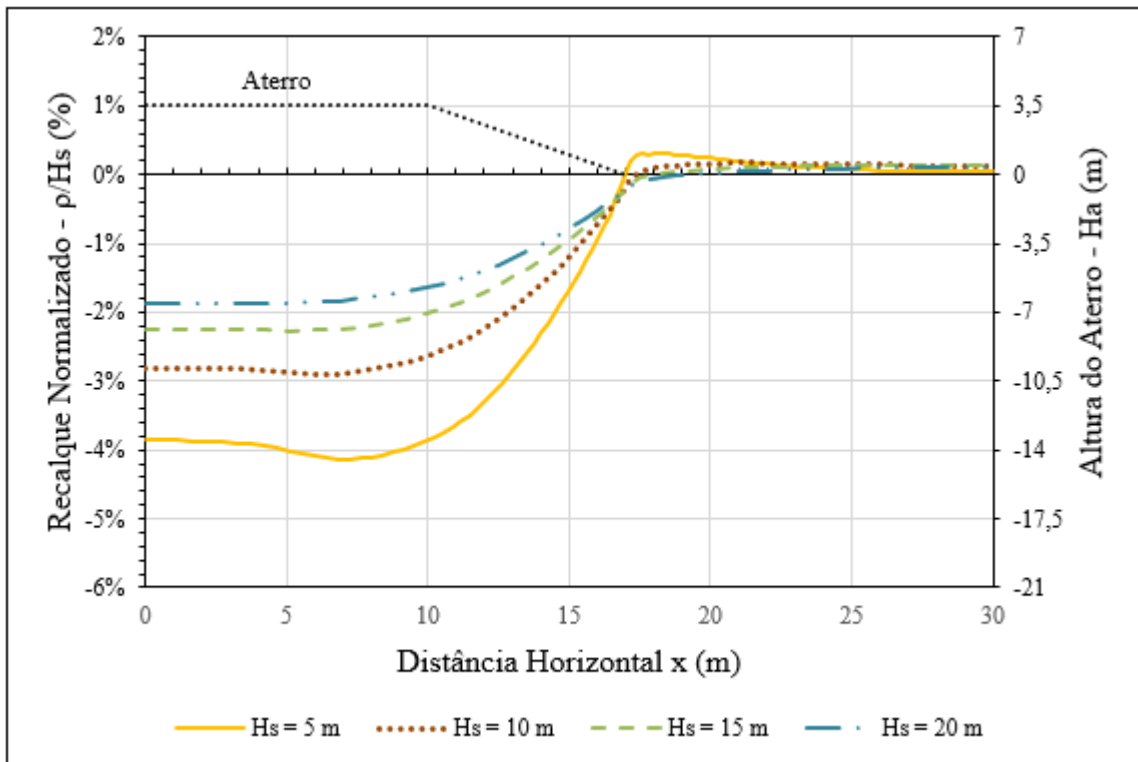
Figura 42 - Recalque versus distância horizontal – Caso típico – 1 mês, 1 ano e 4 anos



Não são apresentados neste item os resultados dos modelos com 5 m, 15 m e 20 m de espessura de camada argilosa por terem o mesmo padrão de comportamento do caso típico, porém são apresentados no Apêndice C.

Com o objetivo de analisar a influência da espessura da camada de argila no tempo de 4 anos, a Figura 43 compara as curvas recalque *versus* deslocamento horizontal da linha L2H, correspondentes aos modelos com espessuras de camada de argila de 5m, 10 m, 15 m e 20 m. A Figura 43 corrobora as observações do Item 4.1.1 e destaca novamente o aumento de recalque normalizado com a diminuição da espessura da camada de argila mole. Os recalques absolutos mostram um comportamento oposto, apresentando valores médios de 20 cm, 30 cm, 34 cm e 37,2 cm para modelos com espessura da camada argilosa de 5 m, 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente.

Como era esperado, regiões mais próximas do eixo de simetria recalcam mais que as regiões das extremidades do domínio. Para a mesma altura do aterro, a mobilização do solo junto ao pé do aterro aumenta com a diminuição da espessura da camada de argila.

Figura 43 - Recalque *versus* distância horizontal – Linha L2H – 4 anos

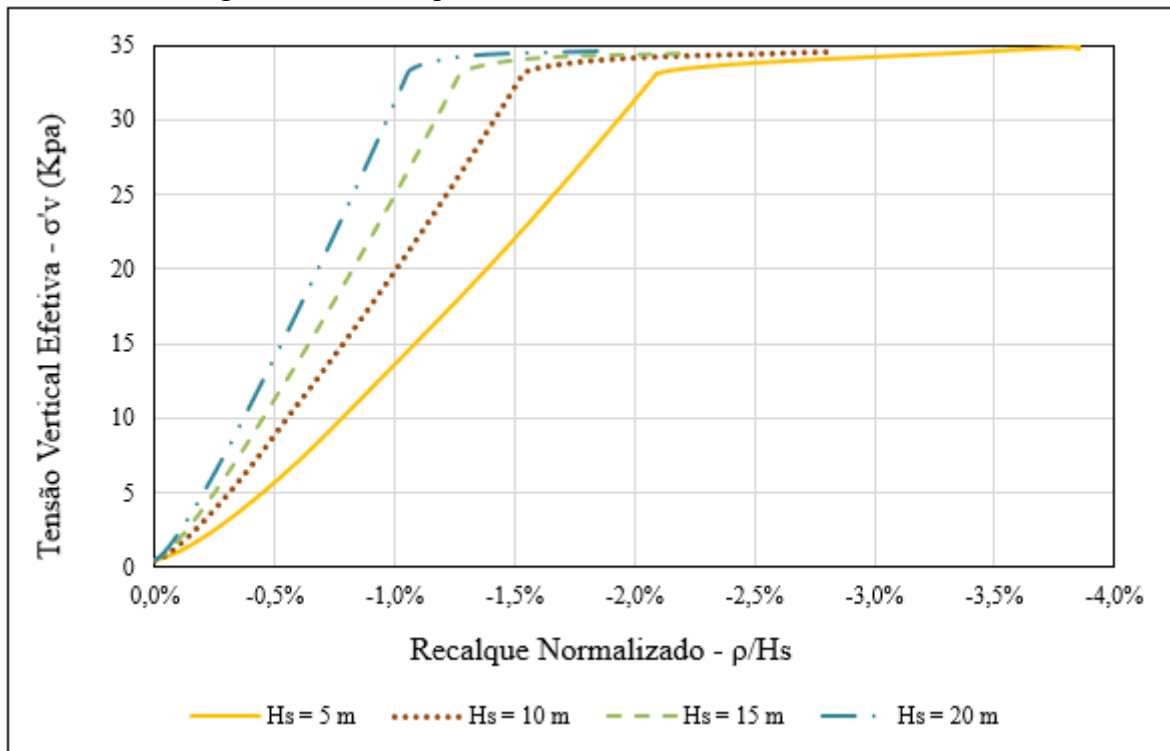
4.1.3 Recalque Normalizado $\left(\frac{\rho}{H_s}\right)$ *versus* Tensão Vertical Efetiva

A análise do recalque em função da tensão vertical efetiva foi feita para o ponto B, localizado na interseção entre o eixo de simetria e a superfície da camada de argila. O recalque foi normalizado pela espessura do solo mole correspondente à curva em análise. A Figura 44 compara as curvas recalque *versus* tensão vertical efetiva dos modelos com diferentes espessuras da camada de argila.

Em todas as curvas, observa-se um crescimento linear de recalque normalizado com o aumento da tensão vertical efetiva durante o tempo de construção de aterro. A declividade do trecho linear corrobora novamente as conclusões anteriores, por demonstrar que para a mesma tensão aplicada, maiores recalques normalizados ocorrem em modelos com menores espessuras de camada de argila. De modo que, no final da construção do aterro, o recalque no ponto B foi de 10,5 cm, 15,5 cm, 21,4 cm e 26 cm para os modelos de 5 m, 10 m, 15 m e 20 m de espessura da camada de argila, respectivamente. Com a carga constante, após a conclusão do aterro, a camada de argila continuou recalcando devido ao adensamento primário, tendo os valores finais iguais a 20 cm, 30 cm, 33 cm e 37 cm para os modelos de 5

m, 10 m, 15 m e 20 m de espessura da camada de argila, respectivamente. Esses resultados permitem concluir que mais de 50% do recalque médio da camada de argila ocorreu durante o período da construção do aterro, e o restante ocorreu nos primeiros 12,9 meses posteriores à conclusão do aterro.

Figura 44 - Recalque *versus* tensão vertical efetiva – Ponto B



4.2 ANÁLISES DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL

O monitoramento de deslocamento horizontal de taludes de aterro e de solos de fundação é de extrema importância na análise de estabilidade de aterros sobre solos moles, uma vez que os valores significativos desse deslocamento sinalizam rápida formação de superfície de ruptura e possibilidade de instabilidade. Nesse sentido, foi analisado o desempenho do aterro a partir dos resultados do deslocamento horizontal ao longo da profundidade.

Para facilitar o entendimento, primeiramente, são apresentadas as Figuras 45 e 46 que ilustram a variação do deslocamento horizontal, em m, em todo o domínio do modelo referência para os tempos de 1 mês e 4 anos, respectivamente.

Figura 45 – Deslocamento horizontal no tempo de 1 mês

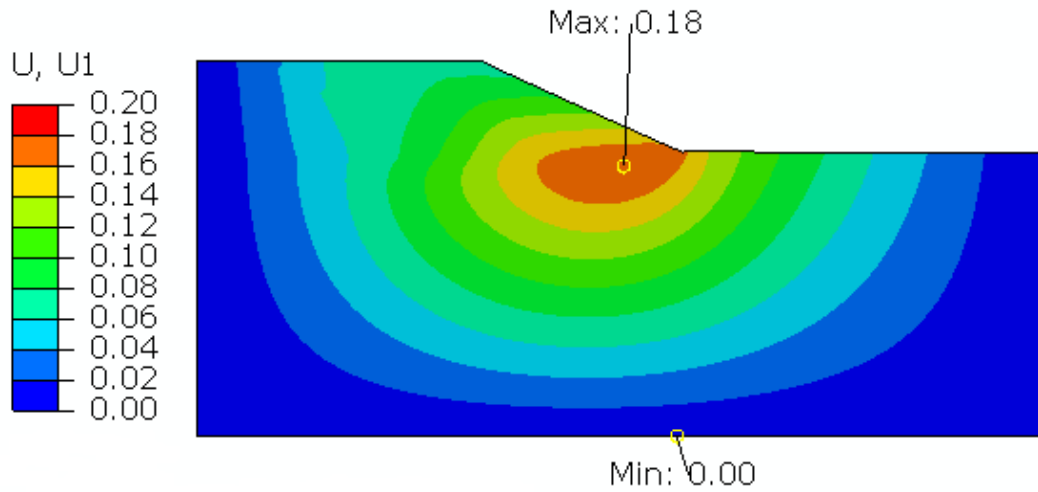
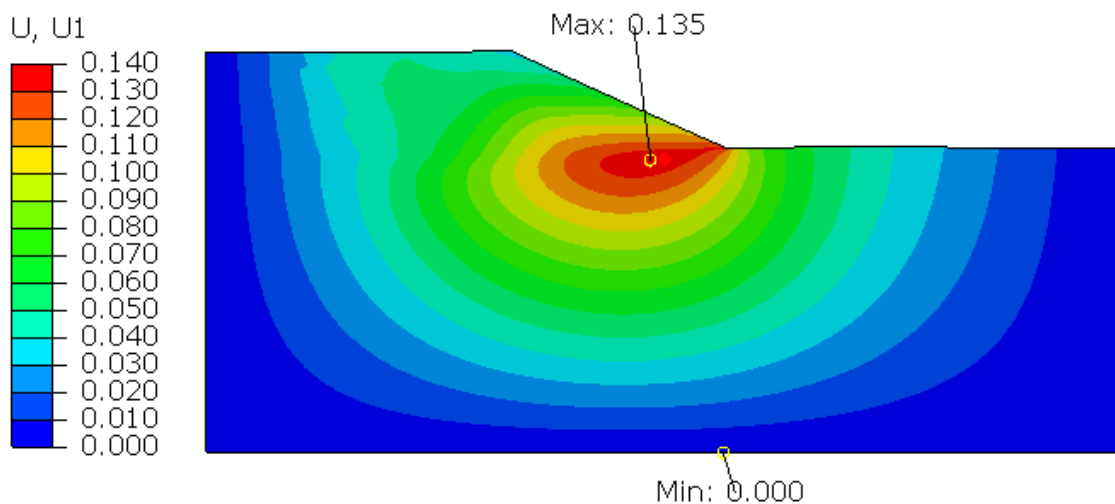


Figura 46 – Deslocamento horizontal no tempo de 4 anos



Analisando as duas figuras, verifica-se claramente que os maiores valores de deslocamento horizontal se concentram próximo ao pé do aterro, com valores de cerca de 18 cm no final da construção do aterro, seguido de uma diminuição para aproximadamente 14 cm ao final do adensamento (4 anos). De novo, vale ressaltar que esse deslocamento horizontal de cerca de 14 cm se manteve praticamente constante desde o 12,9º mês após a finalização do aterro. Já foi explicada nos itens anteriores a principal causa para a redução de deslocamento horizontal à medida que avança o adensamento da camada de argila.

As faixas dos maiores valores de deslocamento horizontal ficaram restritas na região do pé do aterro, não prolongando para a crista de modo a formar uma superfície de ruptura

crítica. Contudo, há faixas com valores de deslocamentos horizontais maiores que 5 cm, que passam tanto pelo corpo de aterro como pelo solo da fundação. Os impactos desses valores não foram investigados, uma vez que este trabalho não visa analisar a estabilidade propriamente dita.

Por fim, destaca-se que os deslocamentos horizontais nas regiões extremas do modelo são praticamente nulos, de modo que os contornos não influenciam nos resultados das análises, validando assim as dimensões adotadas para o modelo.

4.2.1 Deslocamento Horizontal Normalizado $\left(\frac{\delta_h}{H_a}\right)$ versus Profundidade Normalizada $\left(\frac{z}{H_s}\right)$

A análise do deslocamento horizontal ao longo da profundidade do solo mole foi feita para as seguintes linhas verticais: L2V, L3V, L4V, L5V e L6V, indicadas previamente na Figura 35. Para efeito de comparação, o deslocamento horizontal foi normalizado pela altura do aterro e a profundidade foi normalizada pela espessura do solo mole correspondente à curva em análise. As curvas da variação de deslocamento horizontal ao longo da profundidade do modelo do caso típico, para os tempos de 1 mês e 4 anos, são apresentadas na Figura 47.

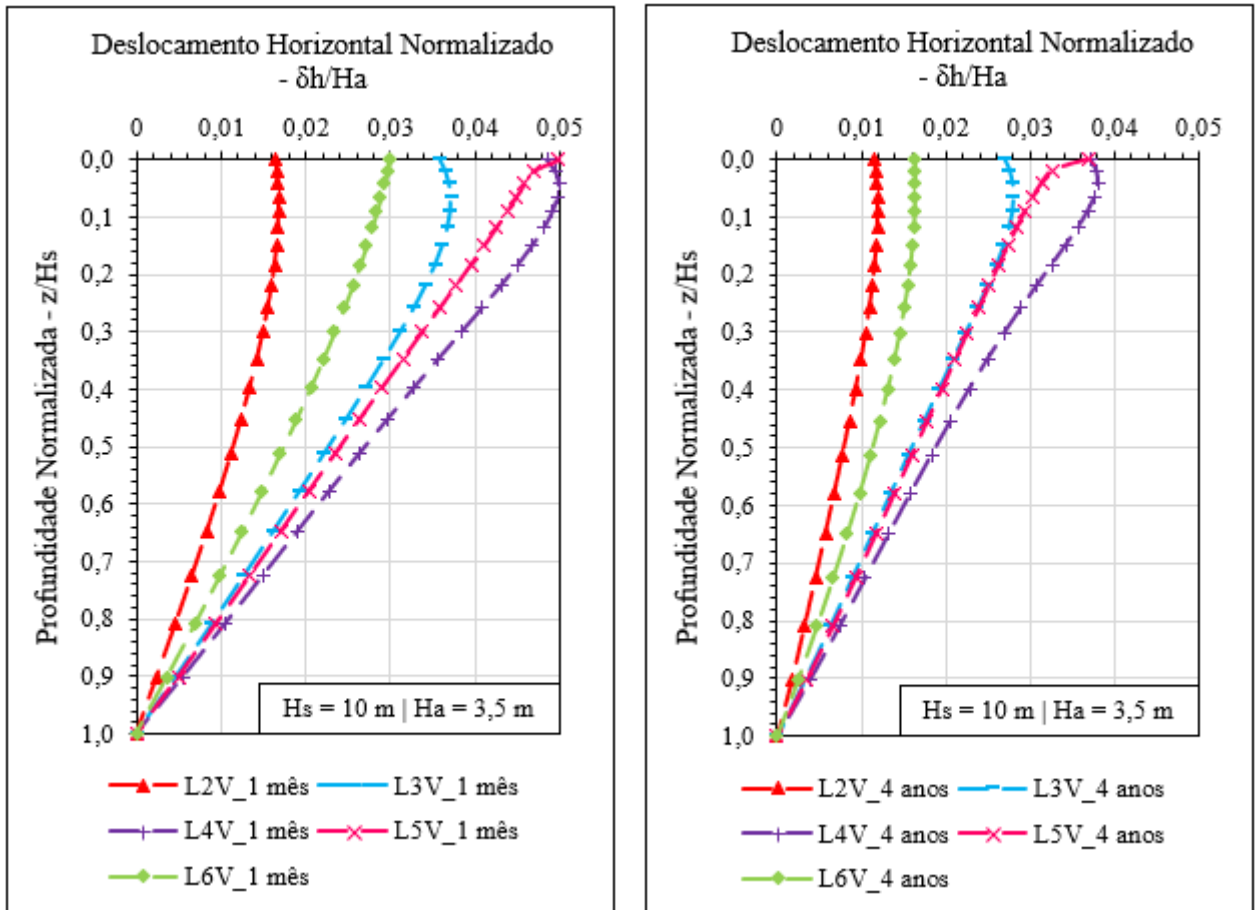
Como era esperado, a análise da Figura 47 mostra a redução de deslocamento horizontal com a profundidade, em todas as linhas ilustradas. Para uma determinada profundidade, os deslocamentos horizontais crescem na seguinte ordem: linhas L2V, L6V, L3V, L5V e L4V. As três últimas linhas (L3V, L5V e L4V) localizam-se abaixo do talude do aterro, região onde foi observada maior concentração de deslocamentos horizontais.

No tempo de 1 mês, analisando as linhas extremas, nota-se que o maior deslocamento horizontal na Linha L2V foi em torno de 5,9 cm, enquanto que o maior valor foi de aproximadamente 18 cm na linha L4V. Por outro lado, no tempo de 4 anos, o maior deslocamento horizontal nas linhas L2V e L4V regrediram para próximo de 4 cm e 13 cm, respectivamente. Conforme explicado anteriormente, tal fenômeno ocorre, após finalização do aterro, devido à reversão de deslocamento horizontal provocada pelo adensamento significativo da camada de argila abaixo do aterro.

Considerando a linha mais crítica, L4V, a Figura 48 compara os deslocamentos horizontais dos modelos com solos moles de espessuras de 5 m, 10 m, 15 m e 20 m. As

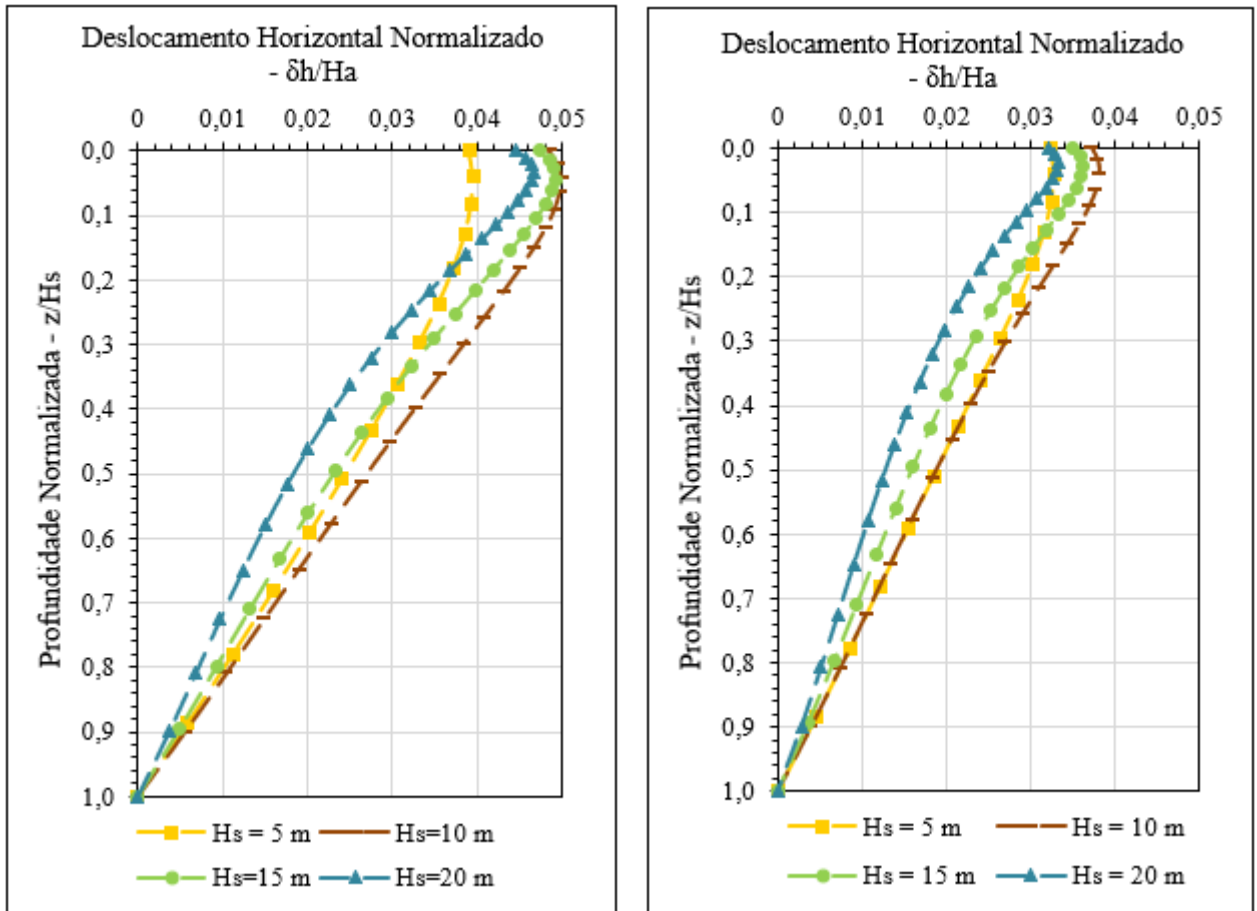
figuras com as curvas das demais linhas para os modelos com solos moles de espessuras de 5 m, 15 m e 20 m encontram-se no Apêndice D.

Figura 47 - Deslocamento horizontal *versus* profundidade – Caso típico – 1 mês e 4 anos



A comparação entre as curvas de 1 mês e de 4 anos mostram claramente que a reversão de deslocamento horizontal não ocorreu somente no modelo do caso típico, mas sim em todos os modelos analisados. Contudo, os resultados do caso típico apresentaram maiores valores e os do modelo com a espessura de solo mole de 20 m apresentaram menores valores de deslocamento horizontal ao longo da profundidade. Os resultados dos restantes modelos (5 m e 15 m) ficaram entre os do caso típico e os do modelo de 20 m de espessura de solo mole, sendo que os seus comportamentos variam ao longo do tempo e da profundidade.

Figura 48 - Deslocamento horizontal *versus* profundidade – Linha L4V – 1 mês e 4 anos



4.2.2 Distorção (d) *versus* Profundidade Normalizada ($\frac{z}{H_s}$)

Utilizada para avaliar a segurança e a estabilidade de aterros sobre solos moles, a distorção (d) é definida como o arco tangente da declividade da reta que liga dois pontos consecutivos da curva de deslocamentos horizontais (δ_h) *versus* profundidade (z), sendo calculada pela Equação (52).

$$d = \tan^{-1} \left(\frac{\delta_{h1} - \delta_{h2}}{z_1 - z_2} \right) \quad (52)$$

A Figura 49 ilustra as curvas da distorção do caso típico em função da profundidade normalizada para as linhas verticais L2V, L3V, L4V, L5V e L6V. Ao analisar os resultados dessa figura, observa-se que os resultados da distorção apresentam o mesmo padrão de comportamento dos resultados de deslocamentos horizontais. As linhas abaixo do talude do

aterro (L3V, L4V e L5V) apresentam maiores valores da distorção. Para maiores profundidades, os valores médios da distorção nessas linhas são ligeiramente superiores a 1 e 0,71 para os tempos de 1 mês e 4 anos, respectivamente.

A linha L4V, a mais crítica, foi tomada como referência para comparação entre os valores de distorção dos modelos com diferentes espessuras de camadas de argila. A Figura 50 compara as curvas para os tempos de 1 mês e 4 anos. Observa-se que, para profundidade normalizada menor que 0,1, o valor da distorção não depende da espessura da camada de argila. Para maiores profundidades, quanto menor a espessura do solo, maior é a distorção.

As comparações das demais linhas verticais, para os modelos com diferentes espessuras da camada de argila, são apresentadas no Apêndice E.

Figura 49 - Distorção *versus* profundidade – Caso típico - 1 mês e 4 anos

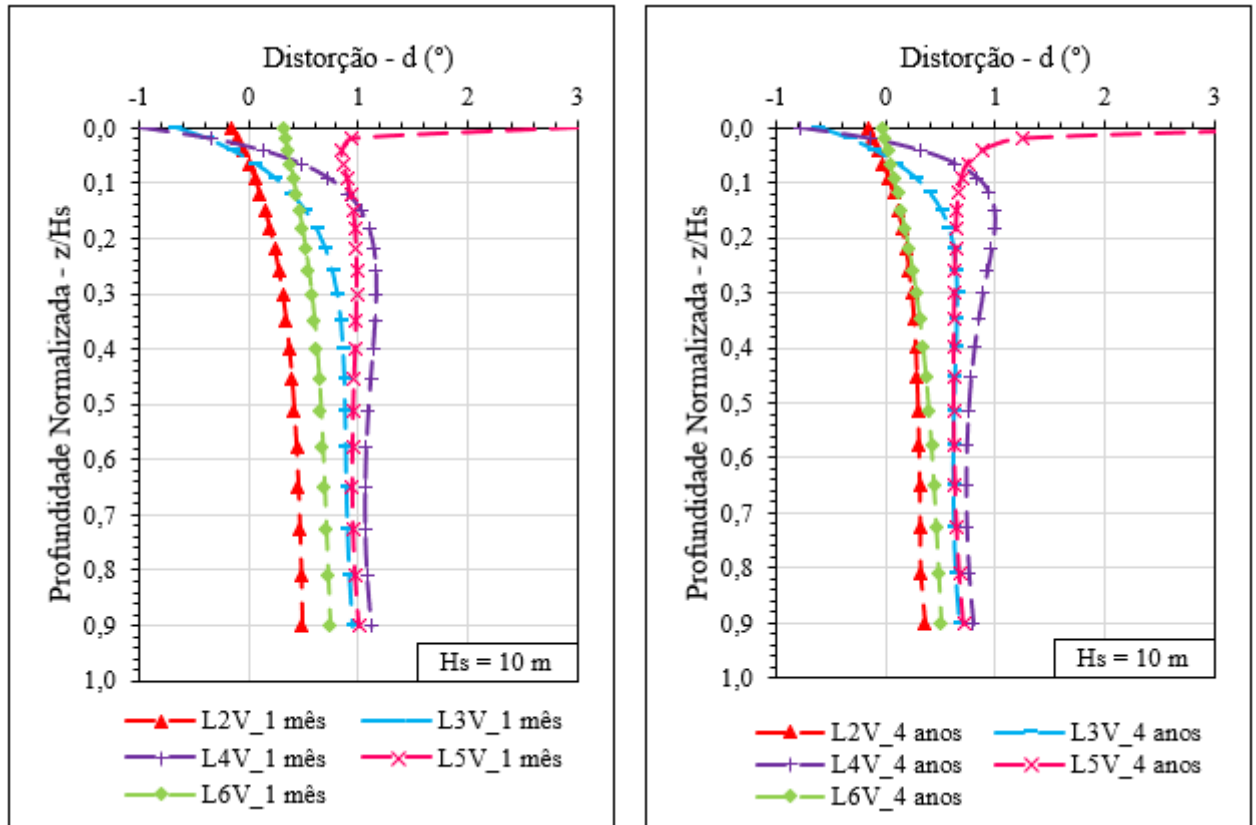
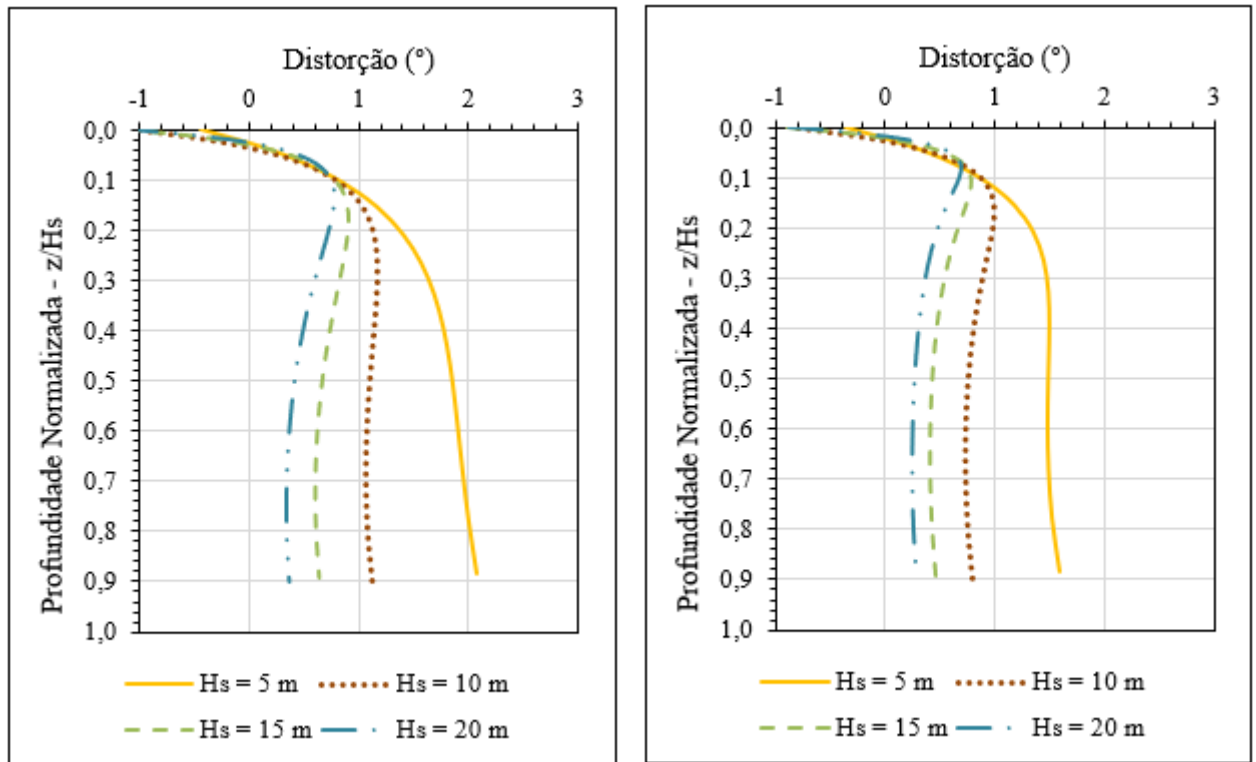


Figura 50 - Distorção *versus* profundidade – Linha L4V – 1 mês e 4 anos.

4.2.3 Velocidade de Distorção (v_d) *versus* Profundidade Normalizada ($\frac{z}{H_s}$)

Outra abordagem usualmente utilizada para analisar o desempenho de aterros sobre solos moles consiste em quantificar a magnitude da velocidade de distorção, considerando um intervalo do tempo. A velocidade de distorção é calculada como a razão entre a diferença de distorção (Δd) e o intervalo de tempo (Δt) correspondente a essa diferença, como expressa a Equação (53).

$$v_d = \frac{\Delta d}{\Delta t} \quad (53)$$

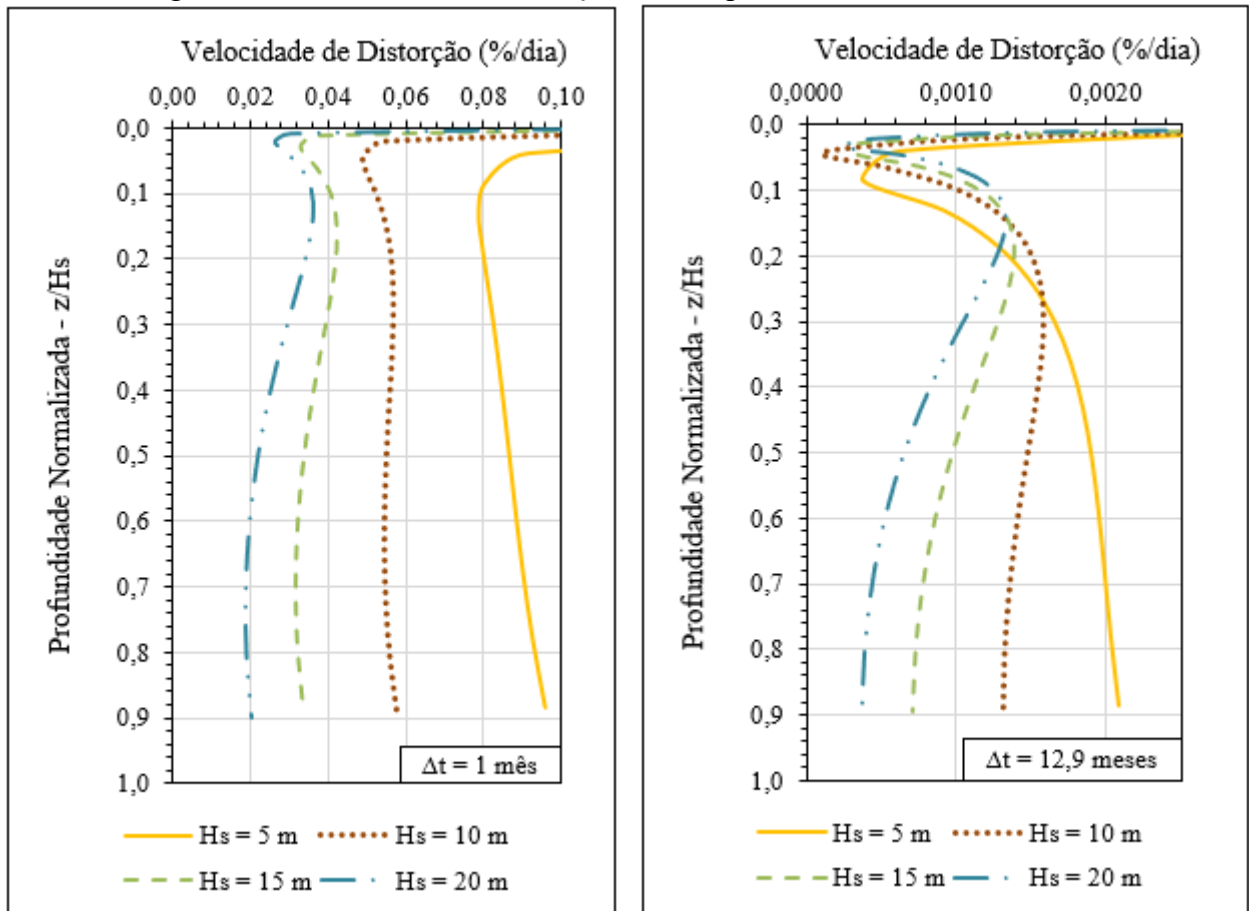
Almeida, Oliveira e Spotti (2000) trazem as providências a serem tomadas dependendo do valor de v_d :

- Quando $v_d > 1,5$ %/dia, recomenda-se interrupção do carregamento;
- Quando $1,5 > v_d > 0,5$ %/dia, deve-se observar se a plastificação está ocorrendo;

- Quando $v_d < 0,5 \text{ \%/dia}$, não é preocupante, mas sugere-se prosseguir com o acompanhamento.

Neste trabalho, a análise de velocidade foi feita para dois intervalos de tempo: 1 mês (período de execução do aterro) e 12,9 meses (período antes da estabilização de recalques). Para a análise em questão, a velocidade foi calculada para a linha vertical do pé do aterro (L5V). A Figura 51 apresenta as curvas da velocidade de distorção dos modelos com espessuras de solo mole de 5 m, 10 m, 15 m e 20 m, considerando os dois intervalos de tempo.

Analisando a Figura 51 de ambos os intervalos de tempo, observa-se que os valores da velocidade de distorção são menores que $0,5 \text{ \%/dia}$. A velocidade de distorção é praticamente nula após a conclusão do aterro. Segundo a classificação acima, a situação do aterro não deve merecer preocupação por apresentar velocidade de distorção menor que $0,5\%/dia$.

Figura 51 - Velocidade de distorção *versus* profundidade – Linha L5V

Comparando as curvas acima, é possível observar que para maior profundidade normalizada, a velocidade de distorção aumenta com a diminuição da espessura da camada de argila.

4.3 ANÁLISES DE POROPRESSÃO

Este item analisa o desempenho do aterro a partir dos resultados do excesso de poropressão em função da distância horizontal, da profundidade e do tempo. Para facilitar o entendimento, primeiramente, são apresentadas as Figuras 52 e 53 que ilustram a variação da poropressão, em kPa, em todo o domínio do modelo referência para os tempos de 1 mês e 4 anos, respectivamente. Novamente, ressalta-se que os valores da poropressão de 4 anos foram praticamente os mesmos observados desde o 12,9º mês após a finalização do aterro, que foi o início da estabilidade de recalques.

Analisando a Figura 52, correspondente a 1 mês, nota-se que os maiores valores de excesso de poropressão se concentram próximo do eixo de simetria do modelo, como era esperado. Dos 35 kPa de carregamento aplicado pelo aterro, menos de 30 kPa de excesso de poropressão foi gerado no final da construção do aterro, a diferença se dissipou nesse período, provocando o recalque da camada de argila. Por outro lado, em 4 anos (Figura 53), o excesso de poropressão é praticamente nulo em todo o domínio do modelo, como era esperado, uma vez que estabilização o recalque iniciou no 12,9º mês após a finalização do aterro.

Figura 52 – Excesso de poropressão no tempo de 1 mês

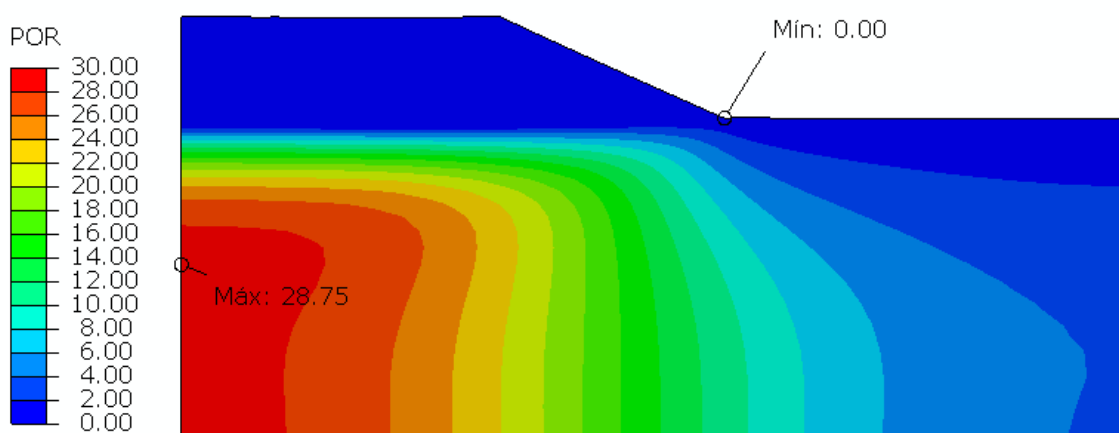
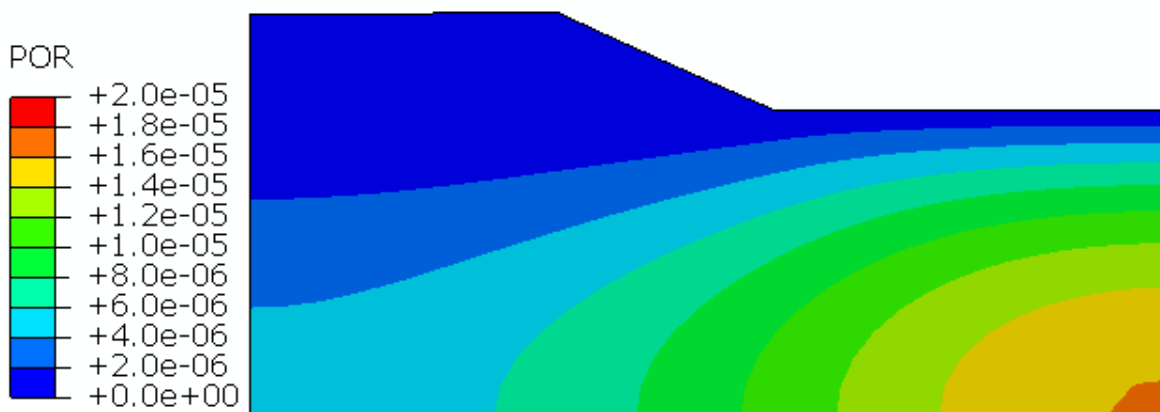


Figura 53 – Excesso de poropressão no tempo de 4 anos

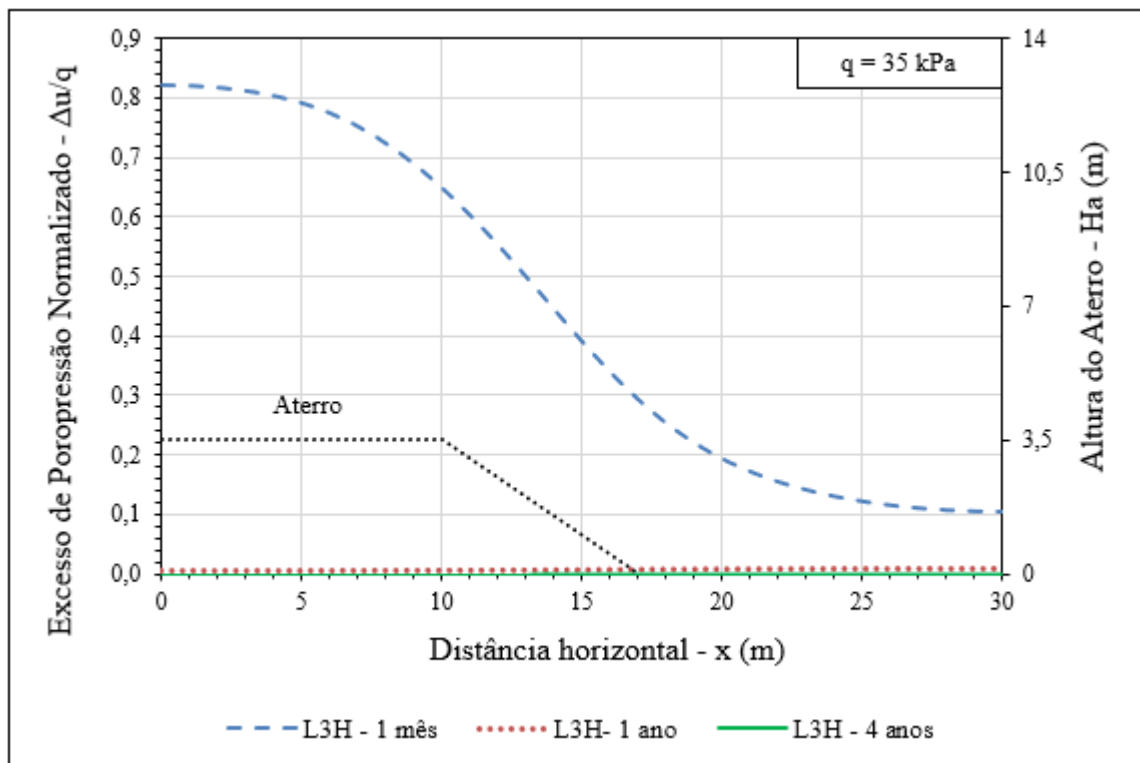


4.3.1 Excesso de Poropressão Normalizado $\left(\frac{\Delta u}{q}\right)$ versus Distância Horizontal (x)

A análise do excesso de poropressão foi feita para a linha L3H localizada no meio da camada de solo mole. O excesso de poropressão foi normalizado pelo acréscimo de tensão vertical efetiva (q) de 35 kPa aplicado pelo aterro na superfície do terreno.

A Figura 54 mostra claramente que os valores do excesso de poropressão normalizada no meio da camada são maiores apenas no primeiro mês, sendo que esse valor diminui à medida que se afasta do eixo da simetria do modelo. Por exemplo, 80% da tensão aplicada pelo aterro é transformada em excesso de poropressão na linha de simetria, considerando o tempo de 1 mês. Nota-se que, apesar de existir um trecho de solo de 10 m abaixo do corpo de aterro, submetido a um acréscimo de tensão vertical de 35 kPa, o excesso de poropressão não foi igual em todos os pontos desse trecho, uma vez que diminui do eixo para a borda. Esse comportamento pode ser causado pela drenagem lateral, visto que o eixo da simetria fica mais distante das fronteiras do modelo. Por outro lado, como comentado acima, para os tempos de 1 ano e 4 anos, o excesso de poropressão é praticamente nulo.

Figura 54 - Excesso de poropressão versus distância horizontal – Caso típico – 1 mês, 1 ano e 4 anos

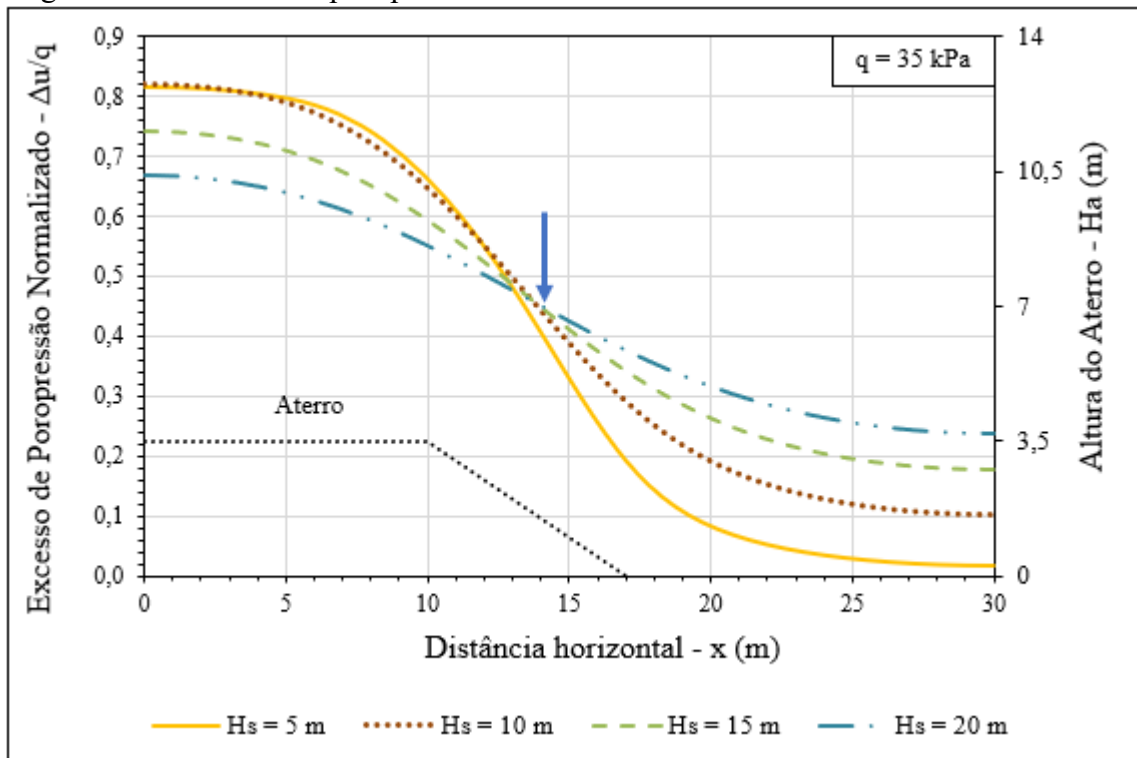


O tempo de 1 mês foi adotado para comparar o comportamento do excesso de poropressão dos modelos com diferentes espessuras de solo mole, como mostra a Figura 55.

Nessa figura, percebe-se que existe um ponto, situado aproximadamente no meio do talude do aterro ($x \approx 13,5$ m), onde as curvas mudam de comportamento. No trecho de distância horizontal (x) menor que 13,5 m, os valores de excesso de poropressão normalizado tendem a diminuir com o aumento da espessura da camada de argila, sendo que o comportamento oposto ocorre no trecho de distância horizontal (x) maior que 13,5 m.

O comportamento observado no primeiro trecho pode ser devido à posição da linha L3H que fica no meio da camada de argila. Quanto maior for a espessura da camada de argila, mais longe situa-se a linha em relação à superfície do solo, conseqüentemente, menor é o valor do excesso de poropressão normalizado. A redução do excesso de poropressão normalizado com o aumento da distância horizontal está associada à drenagem lateral e à diminuição da carga do aterro a partir do início do seu talude. Entretanto, vale ressaltar a necessidade de uma análise mais detalhada para explicar esses comportamentos.

Figura 55 - Excesso de poropressão normalizado *versus* distância horizontal – 1 mês

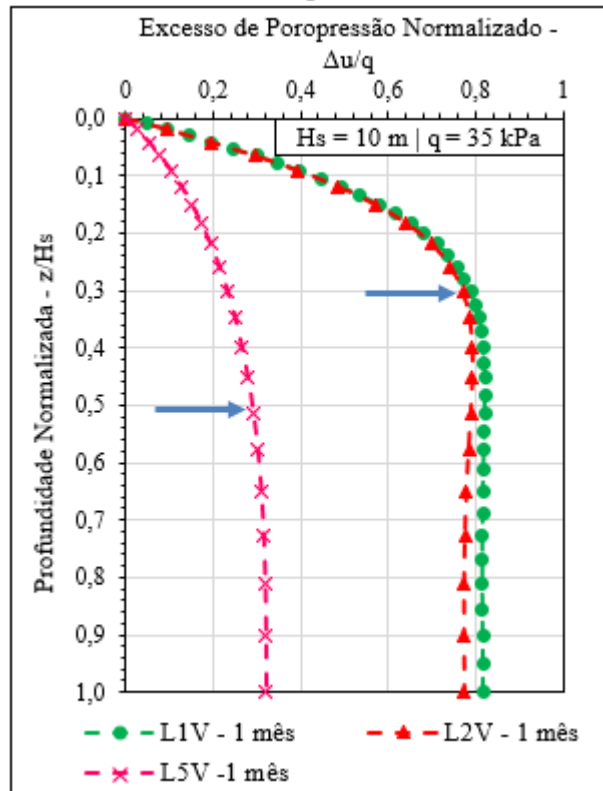


4.3.2 Excesso de Poropressão Normalizado $\left(\frac{\Delta u}{q}\right)$ versus Profundidade Normalizada $\left(\frac{z}{H_s}\right)$

A análise da variação do excesso de poropressão ao longo da profundidade foi feita para as linhas L1V (no eixo de simetria do modelo), L2V (5 m distante do eixo de simetria) e L5V (no pé do aterro), considerando o tempo de 1 mês. Para facilitar a interpretação dos resultados, a profundidade foi normalizada pela espessura do solo mole, enquanto que o excesso de poropressão foi normalizado pelo acréscimo de tensão vertical efetiva na superfície da camada de argila.

Como era esperado, devido à presença de uma camada drenante na superfície do solo mole, as curvas apresentadas na Figura 56 mostram o aumento do excesso de poropressão ao longo da profundidade, variando do zero para um valor máximo que depende da posição da linha em análise. Em outras palavras, o excesso de poropressão normalizado tende a ficar constante em maiores profundidades normalizadas, sendo que essa profundidade cresce à medida que a linha afasta do eixo da simetria. Corroborando as conclusões da Figura 55, os valores médios do excesso poropressão normalizado, em maiores profundidades, são aproximadamente iguais a 0,31, 0,78 e 0,82 para as linhas L5V, L2V e L1V, respectivamente.

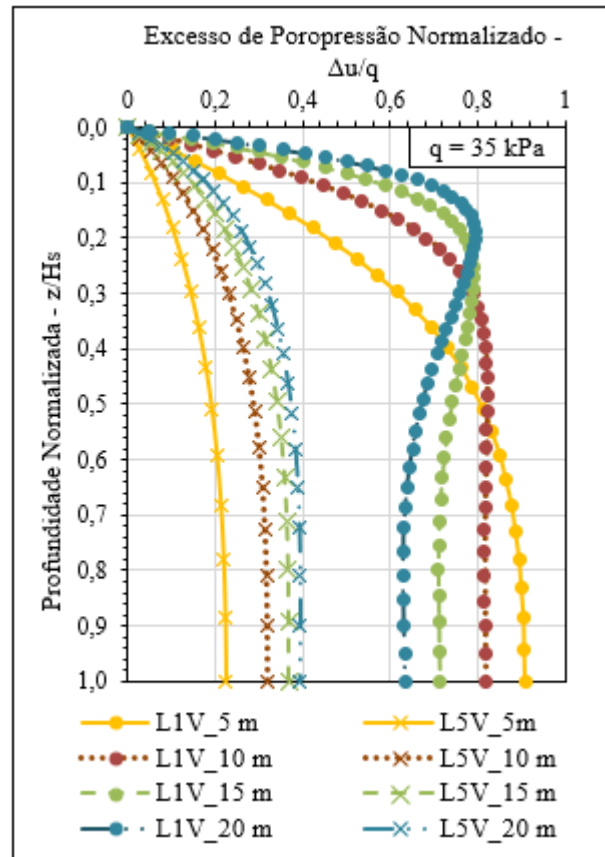
Figura 56 - Excesso de poropressão normalizado *versus* profundidade normalizada – Caso típico – 1 mês



Para efeito de comparação, os resultados do excesso de poropressão normalizado das linhas de extremidade, L1V e L5V, dos modelos com diferentes espessuras de solo mole foram plotados na Figura 57, considerando o tempo de 1 mês. As curvas das demais linhas dos modelos com camada de argila de 5 m, 15 m e 20 m de espessura são exibidas nas figuras apresentadas no Apêndice F.

As curvas da linha L5V mostram claramente o aumento do excesso de poropressão normalizado com o aumento da espessura da camada de argila, independente da profundidade. Por outro lado, o comportamento das curvas da linha L1V depende da profundidade. Em menores profundidades normalizadas, o excesso de poropressão normalizado é proporcional à espessura da camada de argila, porém diminui com o aumento da espessura da camada de argila em maiores profundidades. A profundidade normalizada, que corresponde ao ponto de mudança de comportamento, varia com a espessura da camada de argila, porém situa-se na faixa entre 0,22 e 0,52.

Figura 57 - Excesso de poropressão normalizado *versus* profundidade normalizada – Linhas L1V e L5V – 1 mês

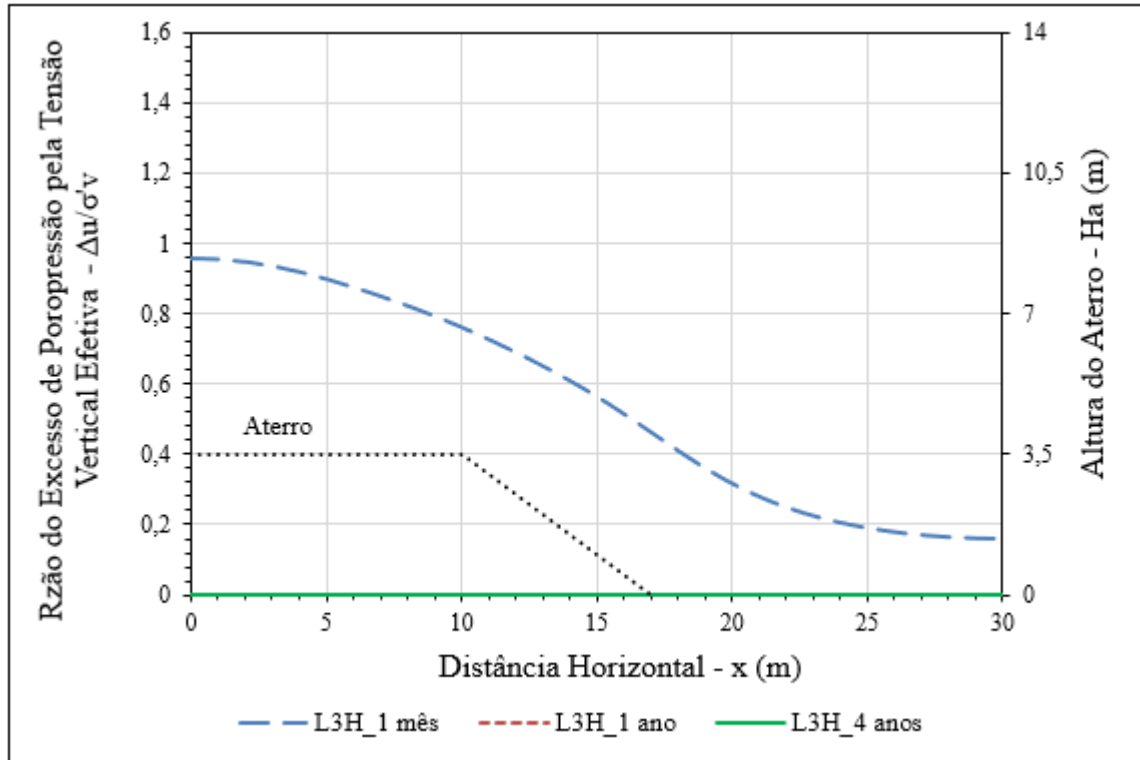


4.3.3 Excesso de Poropressão Normalizado $\left(\frac{\Delta u}{\sigma'_v}\right)$ *versus* Distância Horizontal (x)

Uma nova análise do excesso de poropressão foi feita para a linha L3H localizada no meio da camada de solo mole. Para essa análise, diferente dos itens anteriores, o excesso de poropressão foi normalizado pela tensão vertical efetiva nos tempos de 1 mês, 1 ano e 4 anos (σ'_v).

A partir dos resultados do caso típico, apresentados na Figura 58, observa-se que no primeiro mês, o excesso de poropressão normalizado equivale a 96% da tensão efetiva vertical no ponto localizado no eixo de simetria do modelo. Desse ponto para a extremidade do modelo, a poropressão normalizada diminuiu de 96% para 16%, considerando a curva do tempo de 1 mês. Nos tempos de 1 ano e 4 anos, o excesso de poropressão normalizado é nulo, ou seja, ocorreu o adensamento total da camada de solo mole.

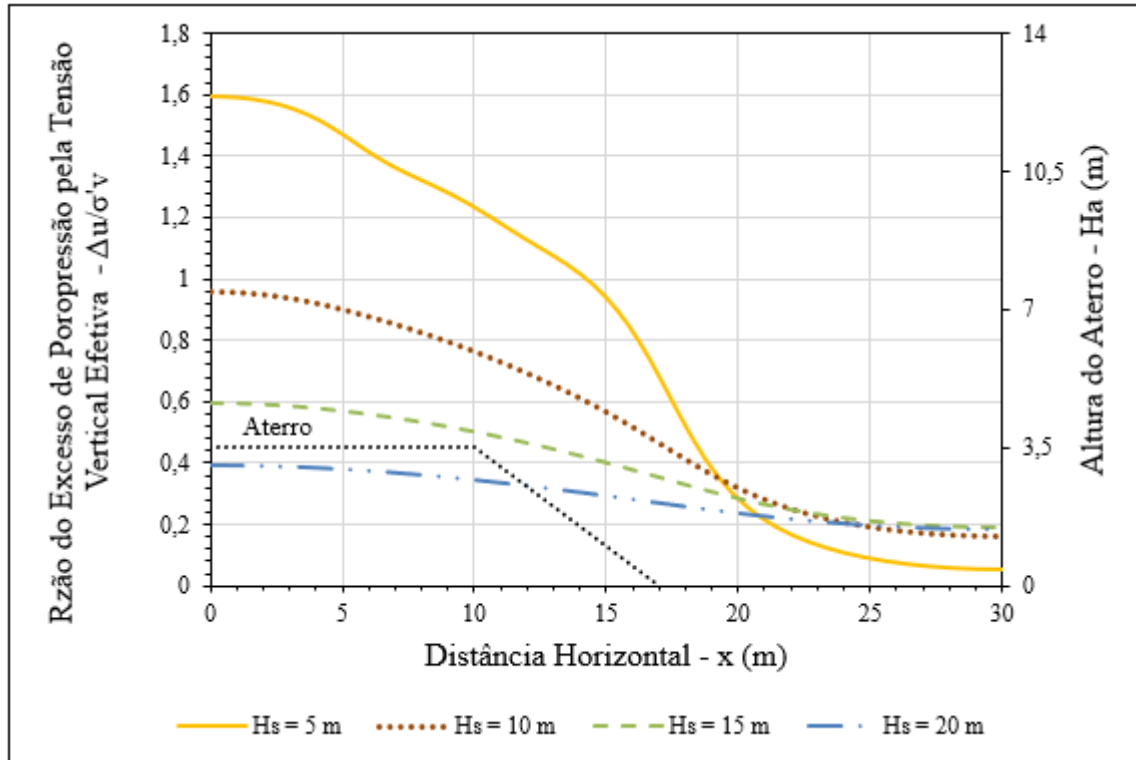
Figura 58 - Excesso de poropressão normalizado *versus* distância horizontal – Caso típico – 1 mês, 1 ano e 4 anos



Para fins de comparação, a Figura 59 ilustra a variação do excesso de poropressão normalizado em função da distância horizontal, considerando o tempo de 1 mês para todos os modelos. A partir dessa figura, é possível observar que os valores do excesso de poropressão normalizado aumentam com a diminuição da espessura da camada de argila no trecho da distância horizontal menor que 19 m, aproximadamente. Para maiores distâncias, as curvas do excesso de poropressão normalizado tendem a sobrepor-se em torno de 0,2.

Na linha do eixo de simetria, o excesso de poropressão é maior que a tensão vertical efetiva (razão = 1,6) somente no modelo com espessura de 5m. O excesso de poropressão normalizado é igual a 0,96, 0,6 e 0,4 nos modelos com espessura da camada de argila de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente.

Os comportamentos descritos acima estão relacionados ao histórico de tensões do solo devido ao adensamento da camada de argila. Regiões menos adensadas tendem a apresentar valores em torno de 0,2, sendo que maiores valores do excesso de poropressão normalizado são esperados em regiões mais adensadas. Portanto o comportamento dessas curvas segue o descrito no Item 4.3.1, quanto maior a espessura do solo mole, menor é a variação da poropressão ao longo da linha L3H.

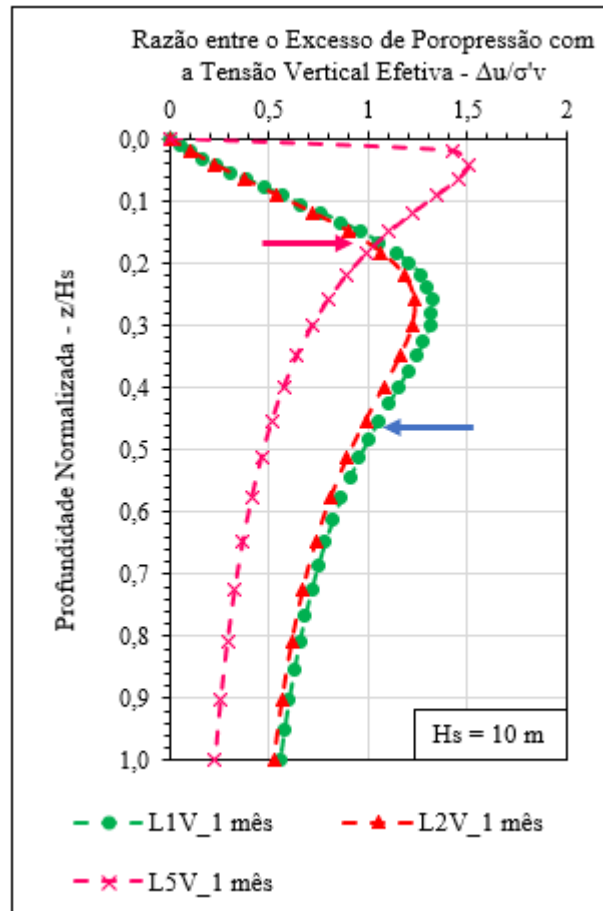
Figura 59 - Excesso de poropressão normalizado *versus* distância horizontal – 1 mês

4.3.4 Excesso de Poropressão Normalizado $\left(\frac{\Delta u}{\sigma'_v}\right)$ *versus* Profundidade Normalizada

$$\left(\frac{z}{H_s}\right)$$

Seguindo o mesmo procedimento adotado no Item 4.3.2, a análise da variação do excesso de poropressão ao longo da profundidade foi feita para as linhas L1V (no eixo de simetria do modelo), L2V (5 m distante do eixo de simetria) e L5V (no pé do aterro), considerando o tempo de 1 mês. Para facilitar a interpretação dos resultados, a profundidade foi normalizada pela espessura do solo mole, enquanto que o excesso de poropressão foi normalizado pela tensão vertical efetiva no tempo de 1 mês (Figura 60).

Figura 60 - Excesso de poropressão normalizado *versus* profundidade normalizada – Caso típico

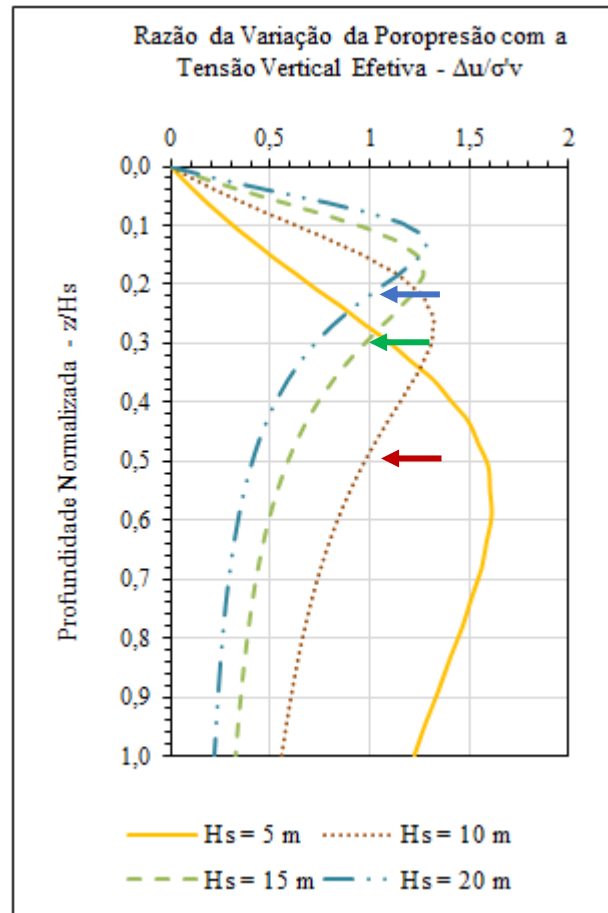


Como explicado anteriormente, devido à presença de uma camada drenante na superfície do solo mole, as curvas apresentadas na Figura 60 partem do zero na superfície da camada e seguem uma tendência crescente até uma determinada profundidade, antes de decrescerem em maiores profundidades. A profundidade normalizada onde ocorreu a mudança de comportamento foi igual a 0,04 na curva da L5V, e igual a 0,26 nas curvas das linhas L1V e L2V.

O comportamento destacado acima é resultado do processo de adensamento da camada de argila. Ao analisar a curva da linha L5V, percebe-se que a tensão efetiva passa a ser maior que o excesso de poropressão somente na profundidade normalizada maior que 0,16. Nas curvas das linhas L1V e L2V, essa profundidade é maior que 0,45.

Para efeito de comparação, os resultados do excesso de poropressão normalizado da linha L1V, dos modelos com diferentes espessuras de solo mole, foram plotados na Figura 61, considerando o tempo de 1 mês. As curvas das demais linhas dos modelos com camada de argila de 5 m, 15 m e 20 m de espessura são exibidas nas figuras apresentadas no Apêndice G.

Figura 61 - Excesso de poropressão normalizado *versus* profundidade – Linha L1V – 1 mês



As curvas da linha L1V mudam de comportamento de acordo com a profundidade. Em menores profundidades normalizadas, o excesso de poropressão normalizado é proporcional à espessura da camada de argila, porém diminui com o aumento da espessura da camada de argila em maiores profundidades. A profundidade normalizada, que corresponde ao ponto de mudança de comportamento, varia com a espessura da camada de argila, porém situa-se na faixa entre 0,14 e 0,55.

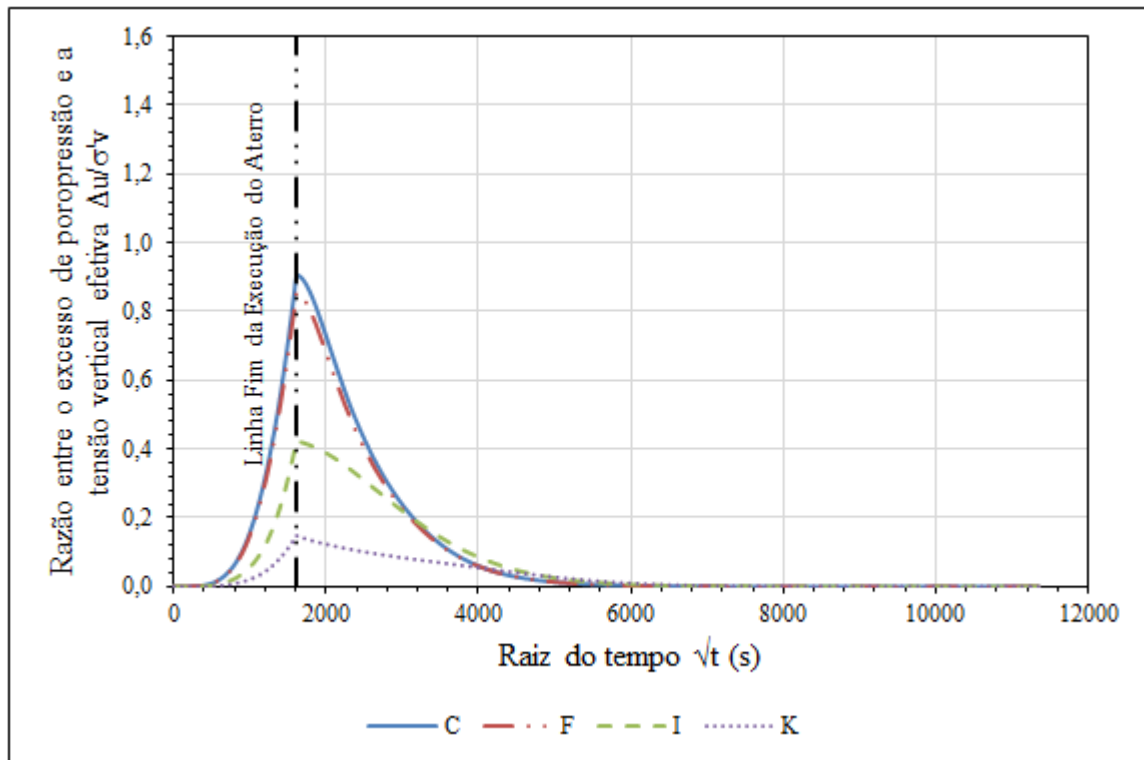
Como citado anteriormente, o comportamento observado nas curvas se deve ao processo de adensamento da camada de argila. Percebe-se que a profundidade onde a tensão efetiva passa a ser maior que o excesso de poropressão depende da espessura da camada de argila. Essas profundidades normalizadas são iguais a 0,22, 0,3, 0,5 e 0,8 nos modelos com espessura de camada de argila igual a 20 m, 15 m, 10 m e 5 m, respectivamente.

4.3.5 Excesso de Poropressão $\left(\frac{\Delta u}{\sigma_v}\right)$ versus Raiz do Tempo \sqrt{t}

A última análise do excesso de poropressão normalizado visa avaliar a sua evolução temporal nos pontos C, F, I e K localizados no meio da camada de solo mole. A Figura 62 ilustra o comportamento do excesso de poropressão normalizado do caso típico.

Observa-se na figura um aumento não linear do excesso de poropressão normalizado durante a execução do aterro, sendo que o pico dos valores de excesso de poropressão normalizado ocorre ao final da construção do aterro (1 mês), em concordância com os resultados apresentados ao longo deste capítulo. Depois disso, há uma redução não linear do valor do excesso de poropressão normalizado ao longo do tempo, caracterizando o fenômeno de adensamento. O valor normalizado do excesso de poropressão é igual a zero quando o raiz de tempo é aproximadamente igual a 6000, o que corresponde a 13,9 meses.

Figura 62 - Excesso de poropressão normalizado *versus* raiz do tempo – Caso típico

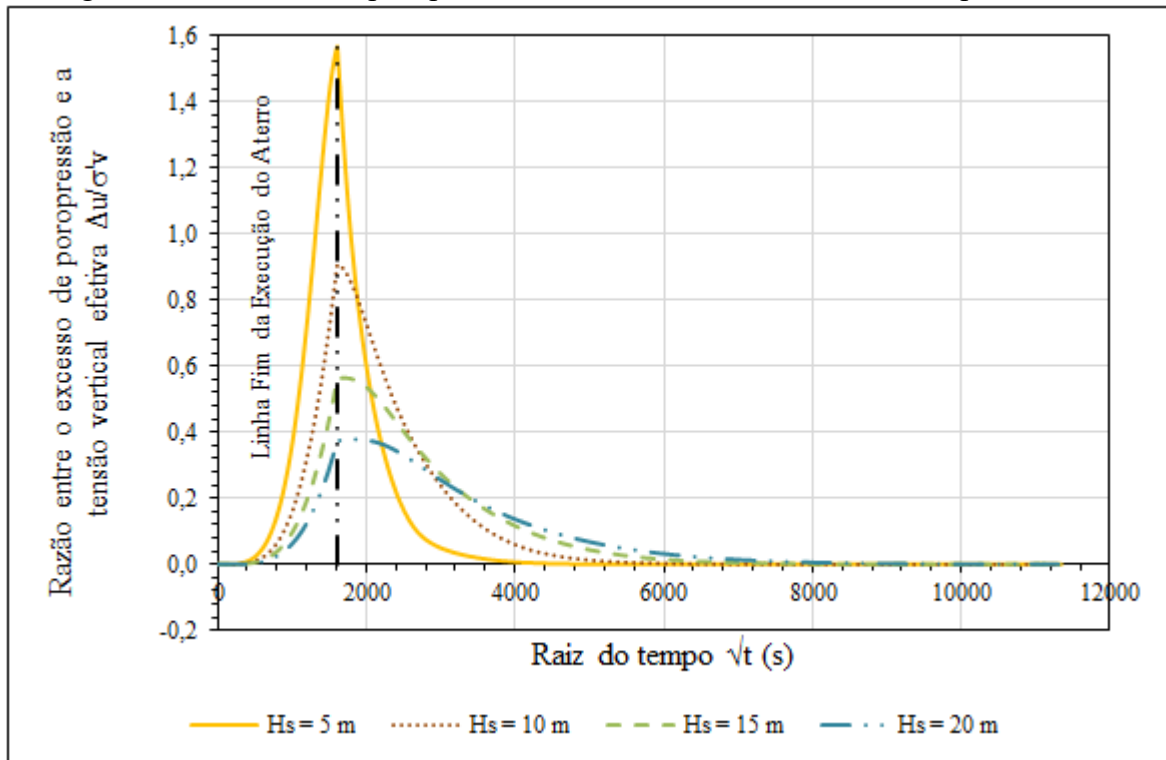


Em todos os pontos analisados no meio da camada, a tensão efetiva é sempre maior que o excesso de poropressão. No tempo de 1 mês, o excesso de poropressão normalizada apresenta valores iguais a 0,90, 0,87, 0,42 e 0,15 nos pontos C, F, I e K, respectivamente. Ou

seja, as situações críticas de adensamento encontram-se nos pontos mais próximos do eixo da simetria (pontos C e F).

Novamente, visando comparar, os resultados dos modelos com espessuras diferentes de camada de argila, o ponto C foi tomado para análise por apresentar maior valor do excesso de poropressão (Figura 63). As curvas das demais linhas dos modelos com camada de argila de 5 m, 15 m e 20 m de espessura são exibidas nas figuras apresentadas no Apêndice H.

Figura 63 - Excesso de poropressão normalizado *versus* raiz do tempo – Ponto C



A Figura 63 apresenta as curvas de todos os modelos, por meio dos quais é possível observar que, durante o carregamento, o excesso de poropressão normalizado cresce com a diminuição da espessura da camada de argila. Como explicado anteriormente, quanto maior for a espessura da camada de argila, mais longe se situa o ponto C, de modo que o excesso de poropressão normalizada diminui nos modelos com maiores espessuras de camada de argila. No final da execução do aterro (tempo de 1 mês) o excesso de poropressão normalizada é igual a 1,57, 0,90, 0,56 e 0,38 nos modelos com espessura de camada de argila igual a 5 m, 10m, 15 m e 20 m, respectivamente.

Por fim, verifica-se, como era esperado, que os modelos com maiores espessuras de camada de argila tiveram maiores tempo de dissipação total do excesso de poropressão no

ponto C. Ou seja, o excesso de poropressão normalizado é igual a zero nos tempos iguais a 6,6 meses, 13,9 meses, 16,8 meses e 20 meses decorridos do início da execução do aterro, aproximadamente, para os modelos com espessura da camada de argila de 5 m, 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente.

4.4 ANÁLISE DO ACRÉSCIMO DE TENSÃO EFETIVA

Após a execução do aterro, o mesmo aplica na superfície do terreno uma tensão efetiva de 35 kPa. O objetivo deste item consiste em analisar a distribuição desse acréscimo de tensão ao longo da profundidade, em diferentes tempos, linhas verticais e espessuras de camadas.

4.4.1 Acréscimo de Tensão Vertical Efetiva ($\Delta\sigma'v$) versus Profundidade Normalizada $\left(\frac{z}{H_s}\right)$

A análise da variação do acréscimo de tensão vertical efetiva ao longo da profundidade foi feita para as linhas verticais L1V (no eixo de simetria do domínio), L2V (a 5 m do eixo de simetria) e L5V (no pé do aterro).

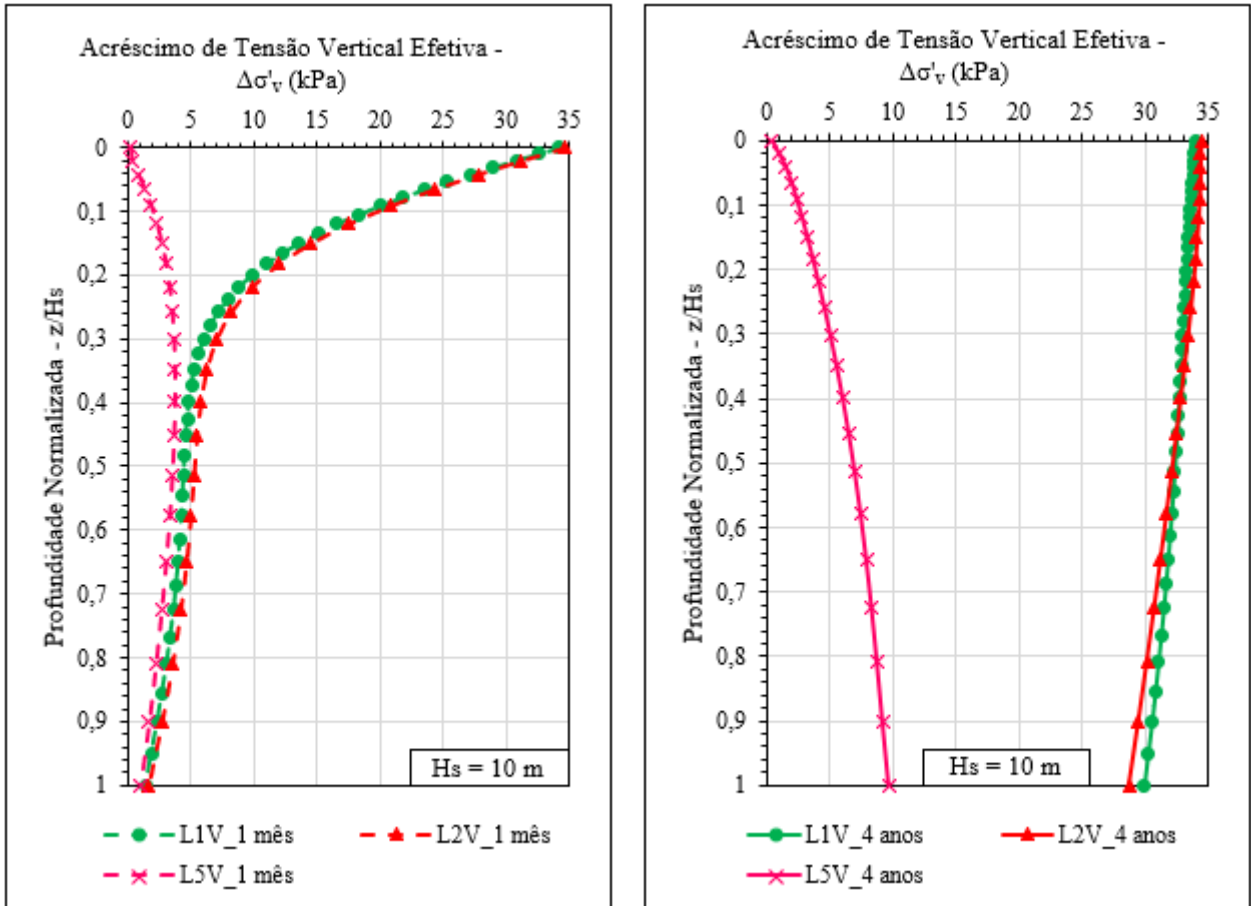
Para o caso típico, considerando os tempos de 1 mês e 4 anos, a Figura 64 ilustra a variação do acréscimo de tensão vertical efetiva ao longo da profundidade. Pela figura, constata-se que as linhas L1V e L2V apresentam comportamento semelhante em ambos os tempos analisados. Nessas curvas, o acréscimo de tensão vertical efetiva diminui com o aumento da profundidade, como era esperado.

As curvas correspondentes ao tempo de 1 mês mostram uma tendência de convergência dos valores de acréscimo de tensão para o intervalo de 2 a 6 kPa nas profundidades normalizadas maiores que 0,4. Ou seja, em profundidades normalizadas menores que 0,4, o valor do acréscimo de tensão depende da posição da linha, de modo que as linhas mais próximas do eixo apresentam acréscimo de tensão de 35 kPa na superfície.

No tempo de 4 anos, após o adensamento total da camada de argila, nota-se um aumento significativo do acréscimo de tensão vertical efetiva ao longo de profundidade, em todas as linhas analisadas. Na linha L5V, houve um acréscimo de tensão vertical efetiva de aproximadamente 10 kPa na base da camada de argila. Por outro lado, nas linhas L2V e L1V,

os acréscimos de tensão vertical variaram quase linearmente de 35 kPa na superfície da camada para 29 kPa na base da camada de argila.

Figura 64 – Acréscimo de tensão vertical efetiva *versus* profundidade normalizada – Caso típico – 1 mês e 4 anos

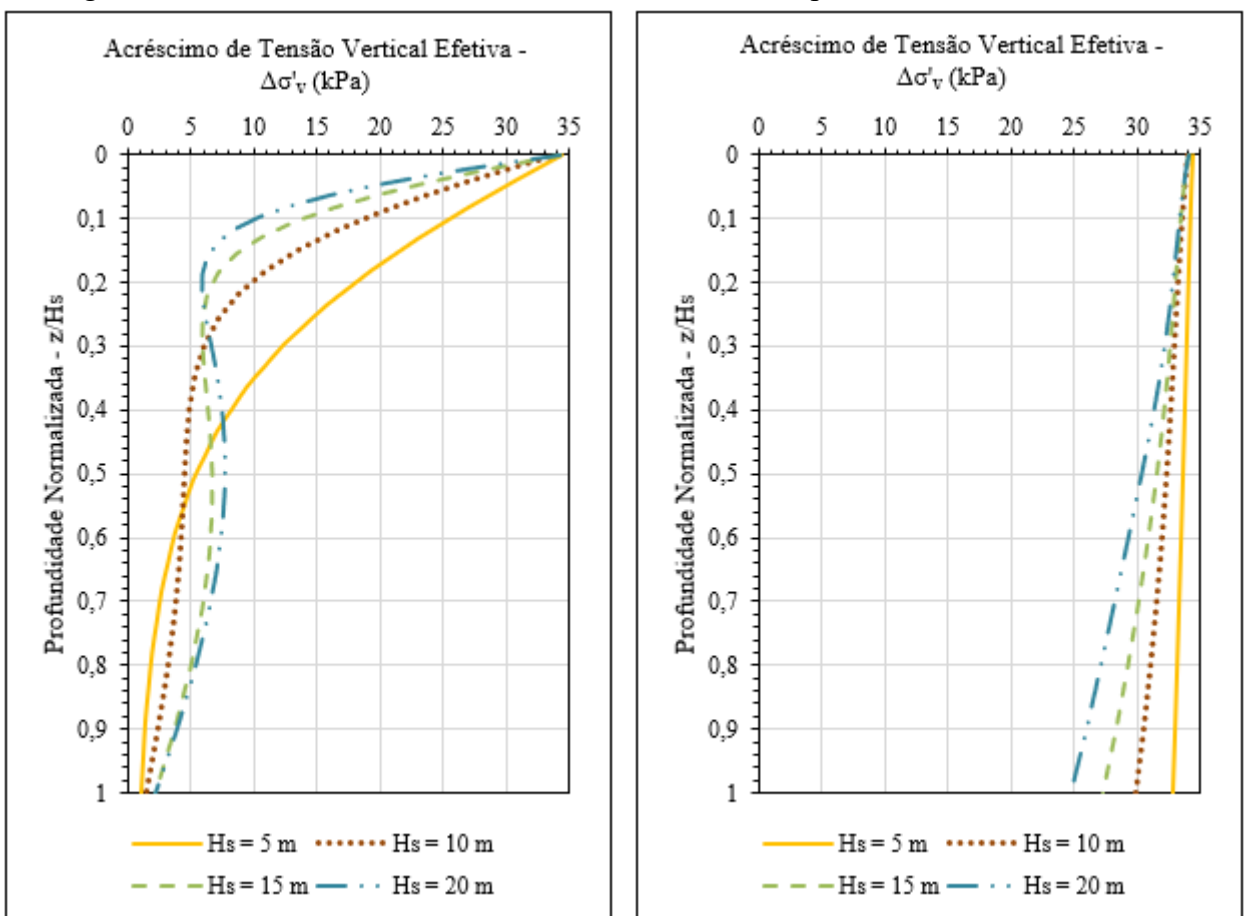


Para efeito de comparação, os resultados do acréscimo de tensão vertical efetiva da linha L1V, dos modelos com diferentes espessuras de solo mole, foram plotados na Figura 65, considerando os tempos de 1 mês e 4 anos. As curvas das demais linhas dos modelos com camada de argila de 5 m, 15 m e 20 m de espessura são exibidas nas figuras apresentadas no Apêndice I.

Em ambos os tempos, há redução do acréscimo de tensão vertical efetiva com a profundidade em todos os modelos analisados. Para o tempo de 1 mês, observa-se na figura que, para menores valores da profundidade normalizada, os maiores valores de acréscimo ocorreram nos modelos com menores espessuras da camada de argila, sendo que o comportamento oposto ocorre em maiores profundidades.

Já nas curvas do tempo de 4 anos, nota-se claramente uma redução quase linear do acréscimo de tensão com a profundidade, em todos os modelos analisados. Para uma determinada profundidade, menores valores do acréscimo de tensão foram observados nas curvas dos modelos com maiores espessuras, como era esperado. Na base da camada, o modelo com a espessura do solo de 5 m possui $\Delta\sigma'_v$ de cerca de 33 kPa, o com a espessura do solo de 15 m apresenta $\Delta\sigma'_v$ de 27 kPa e o com a espessura do solo de 20 m tem $\Delta\sigma'_v$ de 24 kPa.

Figura 65 – Acréscimo de tensão vertical efetiva *versus* profundidade normalizada.



4.5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Nesta seção são apresentados os gráficos das análises paramétricas estabelecidas no Item 3.2 da metodologia, organizados pela variável cujo comportamento está sendo avaliado. As variáveis em questão são o recalque, o excesso de poropressão, o deslocamento horizontal e a variação da tensão vertical efetiva. Foram plotados 6 gráficos para cada variável, nos tempos de 1 mês, 1 ano e 4 anos, com o objetivo de destacar as suas influências no desempenho de aterro sobre solos moles.

Os resultados apresentados e discutidos nos próximos itens visam não só complementar os já apresentados nos itens anteriores, mas também quantificar e ilustrar de forma clara a influência dos parâmetros analisados. Por isso, é importante ressaltar que as conclusões deste trabalho são válidas para o intervalo de variação dos parâmetros analisados, uma vez que não há como garantir a sua validade para valores extrapolados.

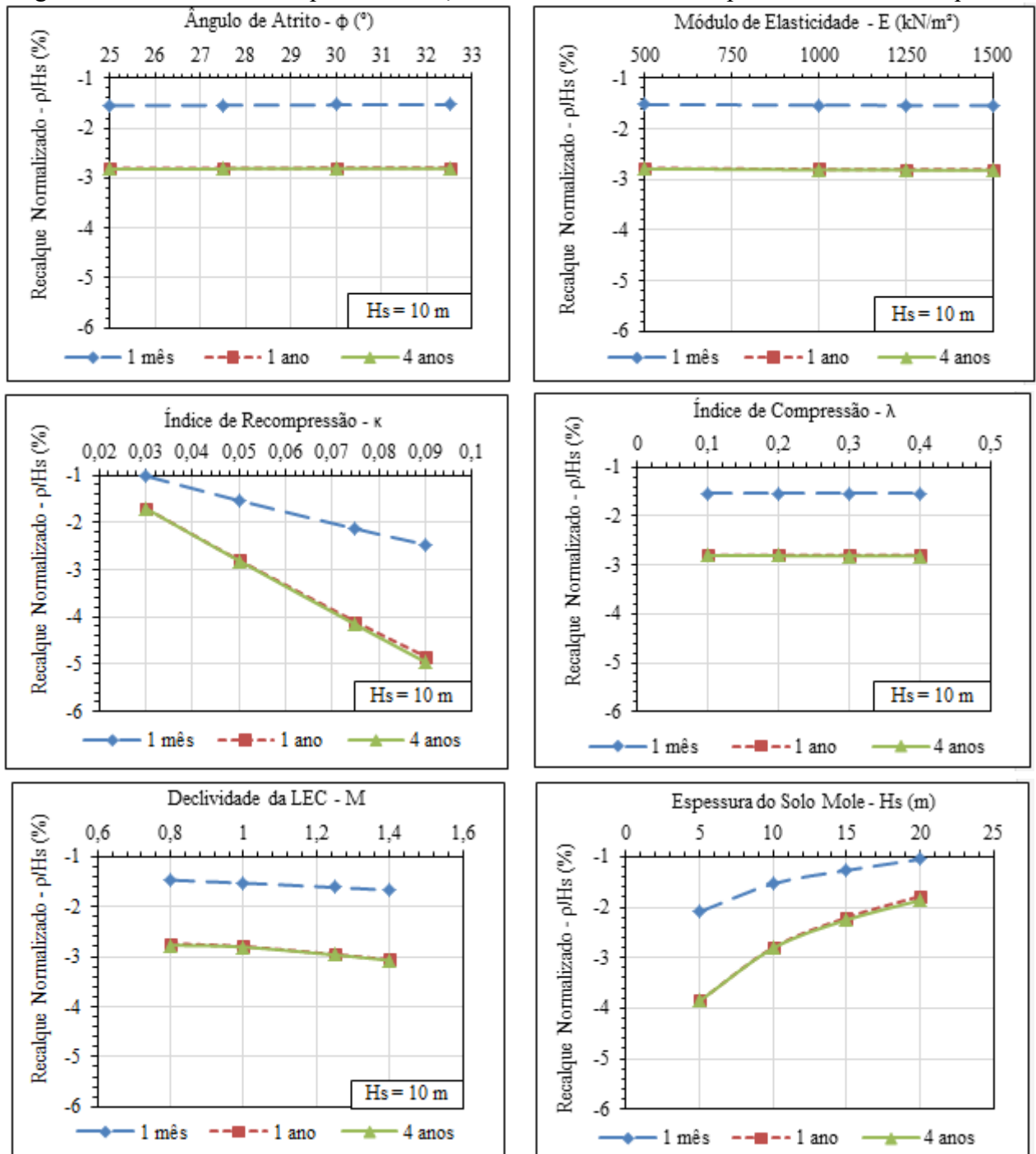
4.5.1 Análise do Recalque

A Figura 66 apresenta os 6 gráficos que ilustram a influência dos parâmetros analisados no comportamento de recalque medido no ponto B, localizado na interseção entre a linha do eixo e a superfície da camada de solo mole. Para facilitar a interpretação, o recalque foi normalizado pela espessura do solo mole.

De modo geral, verifica-se que os parâmetros ângulo de atrito do aterro (ϕ), módulo de elasticidade do aterro (E) e índice de compressão (λ) não influenciam nos valores de recalque.

O aumento da declividade da linha do estado crítico (M) provoca um leve aumento no valor de recalque. Na mesma linha, observa-se que quanto maiores os valores do índice de recompressão (κ), maior é o recalque. Por outro lado, a espessura do solo mole também influencia, porém de forma não linear e indiretamente proporcional. A partir das análises paramétricas também é possível validar a grande influência que o tempo tem sobre os resultados, tendo em vista a discrepância nos valores obtidos. Os resultados de 1 ano são praticamente iguais aos de 4 anos, porém superiores aos de 1 mês.

Figura 66 – Influência dos parâmetros ϕ , E , κ , λ , M e H_s no comportamento do recalque.



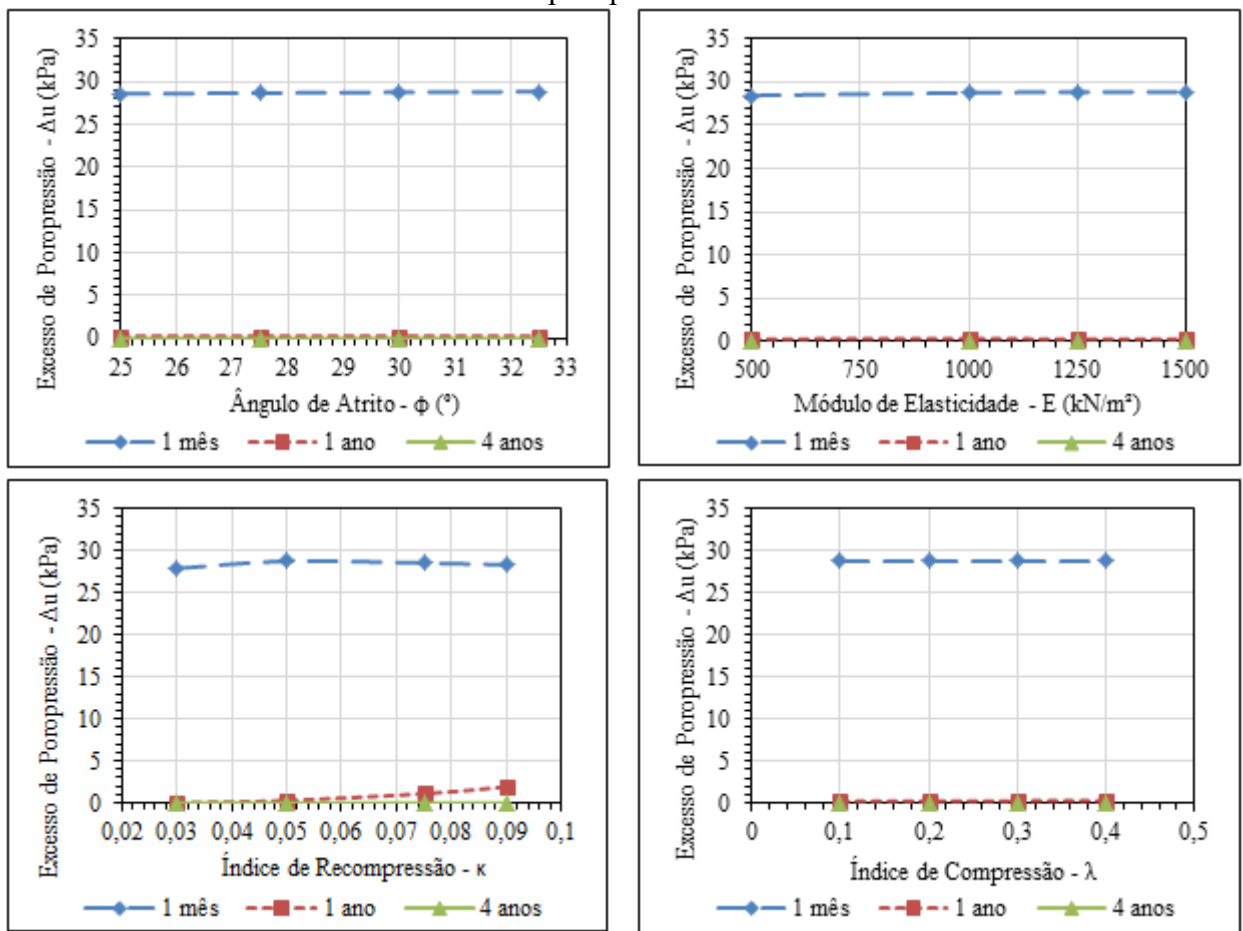
4.5.2 Análise do Excesso de Poropressão

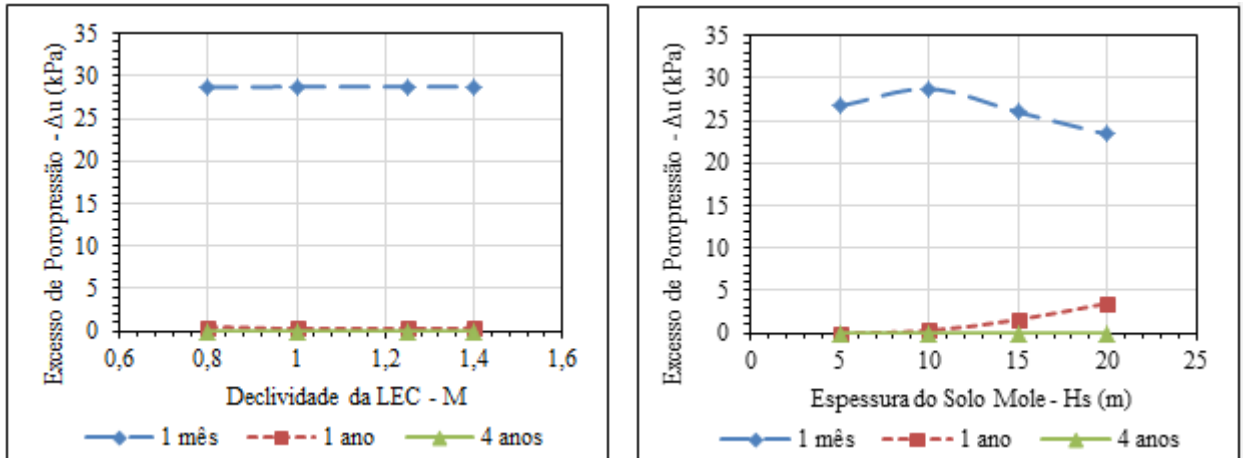
A Figura 67 apresenta os 6 gráficos que ilustram a influência dos parâmetros analisados no comportamento do excesso de poropressão medido no ponto C, localizado no meio da camada de argila, no eixo de simetria do domínio.

A partir da Figura 67, pode-se concluir que apenas a espessura do solo mole influencia de certa forma o excesso de poropressão. Para 1 mês, a fundação de 10 m de solo mole apresenta o maior valor de poropressão, o qual diminui quando se varia a espessura para 15 m e 20 m. A variação dos demais parâmetros em análise não altera o comportamento do excesso de poropressão.

Analisando os 6 gráficos, percebe-se a grande influência do tempo nos resultados, pois no tempo de 1 mês os valores do excesso de poropressão se mantêm altos (≈ 29 kPa), enquanto que para os tempos de 1 ano e 4 anos, os valores ficam próximos de 0 kPa.

Figura 67 - Influência dos parâmetros ϕ , E , κ , λ , M e H_s no comportamento do excesso de poropressão.





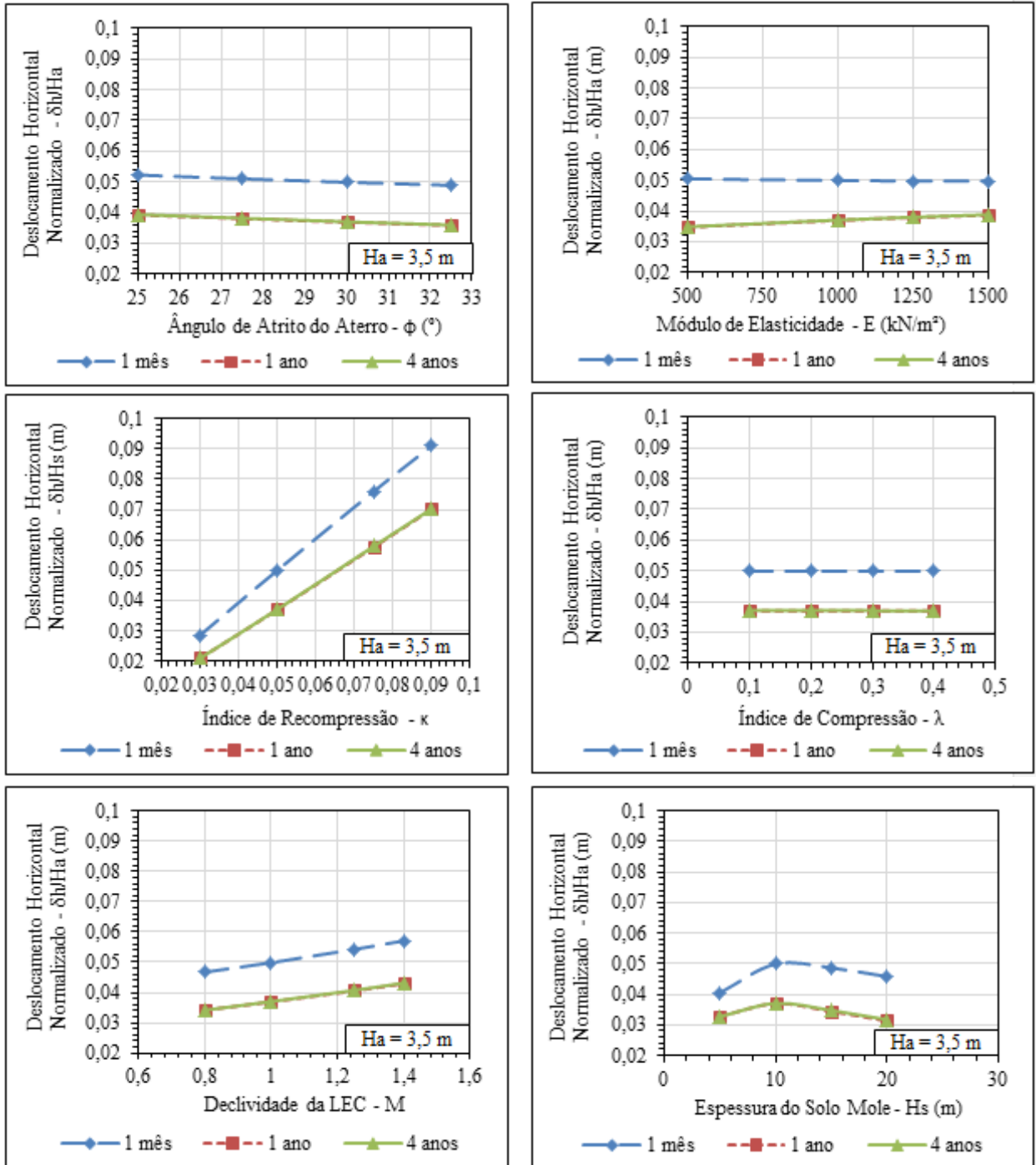
4.5.3 Análise do Deslocamento Horizontal

A Figura 68 apresenta os 6 gráficos que ilustram a influência dos parâmetros analisados no comportamento do deslocamento horizontal medido no ponto H, localizado no pé do aterro. Para facilitar a interpretação, o deslocamento horizontal foi normalizado pela altura do aterro.

As maiores influências no deslocamento horizontal no ponto H são observadas ao variar o índice de recompressão (κ), em que quanto maior seu valor, maior é o deslocamento horizontal. O ângulo de atrito (ϕ) e a declividade da linha do estado crítico (M) influenciam em menores magnitudes o valor do deslocamento horizontal, sendo o primeiro de maneira inversamente proporcional e o segundo diretamente proporcional.

A espessura do solo mole e módulo de elasticidade para maiores tempos também influenciam levemente o comportamento do deslocamento horizontal. O índice de compressão (λ) é o único parâmetro que não tem nenhuma influência no comportamento do deslocamento horizontal. Por fim, realça-se novamente a grande influência do tempo nos resultados apresentados.

Figura 68 - Influência dos parâmetros ϕ , E , κ , λ , M e H_s no comportamento do deslocamento horizontal.



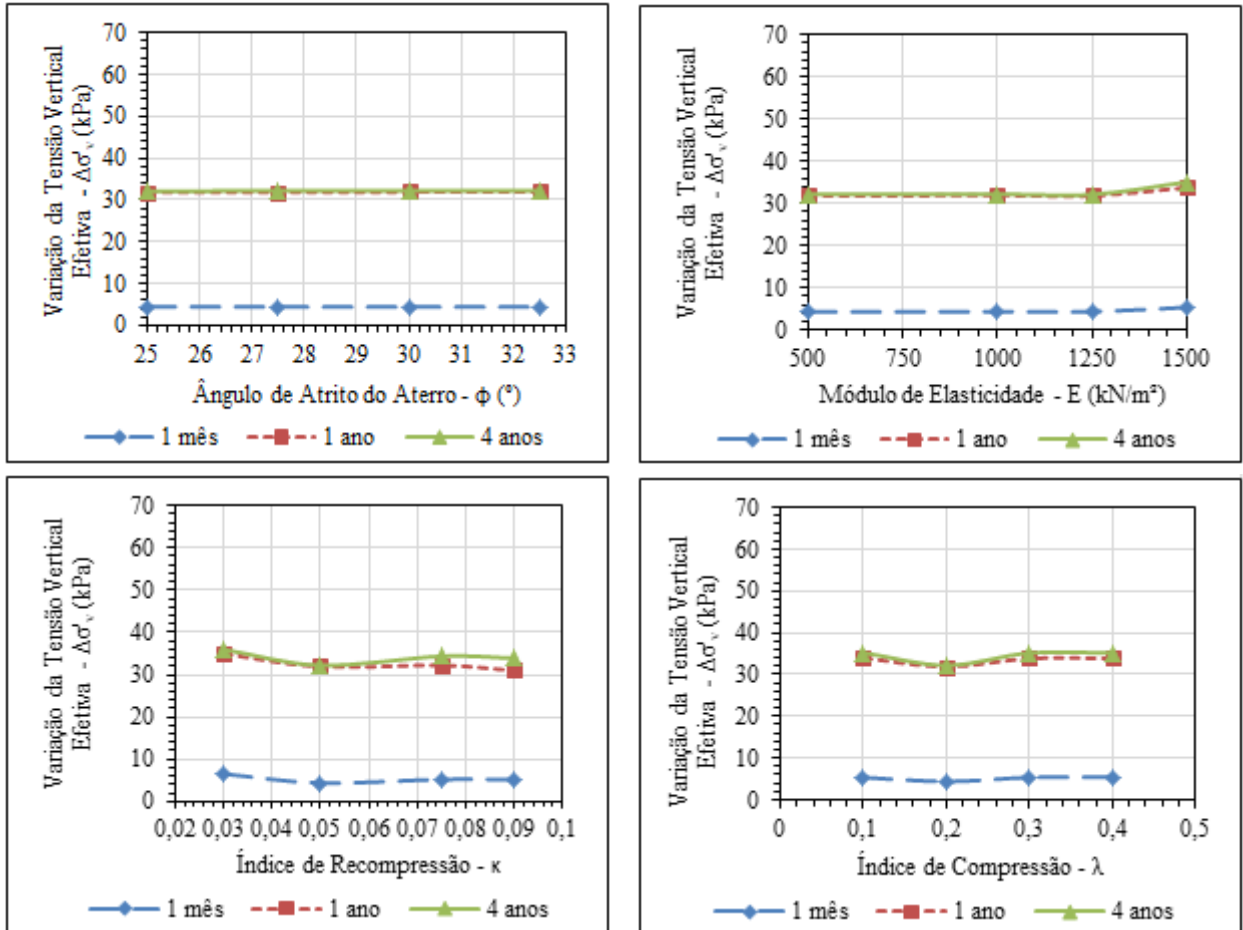
4.5.4 Análise da Variação da Tensão Vertical Efetiva

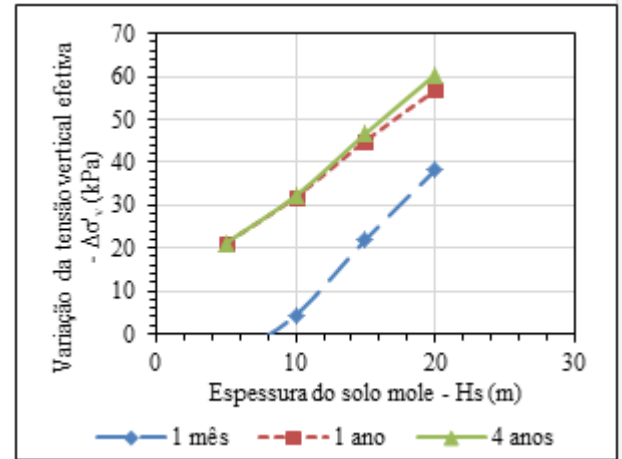
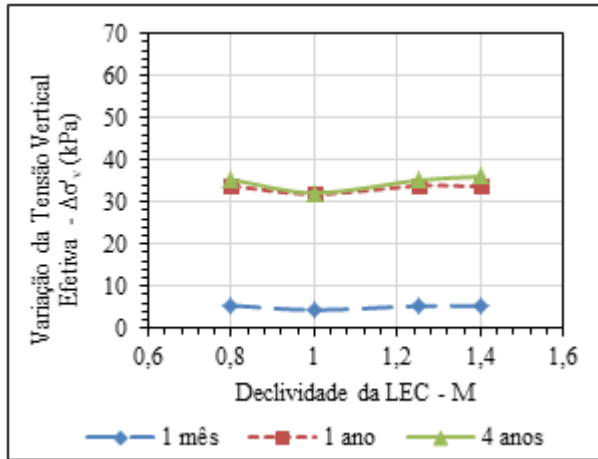
A Figura 69 apresenta os 6 gráficos que ilustram a influência dos parâmetros analisados no comportamento da tensão vertical efetiva medido no ponto C.

Observando os gráficos, a espessura do solo mole é o único parâmetro que, ao ser variado, influencia significativamente nos valores da tensão vertical efetiva, sendo que quanto maior é a espessura, maior é a tensão observada. O módulo de elasticidade (E), o índice de recompressão (κ), o índice de compressão (λ) e a declividade da linha do estado crítico (M) influenciam em pequenas magnitudes o valor da tensão vertical efetiva.

Interessante pontuar que, ao contrário do que foi visto nas análises das outras variáveis nos itens acima (exceto a de recalque), a tensão vertical efetiva cresce ao longo do tempo, sendo os menores valores verificados no primeiro mês devido ao processo de adensamento.

Figura 69 - Influência dos parâmetros ϕ , E , κ , λ , M e H_s no comportamento da variação da tensão vertical efetiva.





5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÃO

Este trabalho de conclusão de curso teve como objetivo analisar parametricamente o desempenho geotécnico de um aterro não reforçado sobre solos moles por meio de simulações numéricas em um *software* de Elementos Finitos. A análise e interpretação dos resultados das 19 análises numéricas permitiram elencar vários pontos importantes para auxiliar na compreensão do comportamento do aterro. Dentre esses, destacam-se as influências da variação do tempo, da profundidade, da distância horizontal e dos parâmetros geométricos e geotécnicos no desempenho do aterro.

Os resultados das simulações demonstraram que os parâmetros que exerceram maior influência no recalque, excesso de poropressão, deslocamento horizontal e tensão vertical efetiva do conjunto, foram o tempo e a espessura do solo mole. A influência do tempo se deve ao fenômeno de adensamento que ocorre com a dissipação do excesso de poropressão e aumento da tensão vertical efetiva.

Nas análises para o modelo de referência, sendo a variável o recalque, o índice de recompressão, ao ser variado, também influenciou nos valores ao longo do tempo. Para a análise do excesso de poropressão, nenhum dos parâmetros variados, exceto a espessura do solo mole, gerou variação nos resultados. Analisando o deslocamento horizontal na camada do solo mole, conclui-se que o índice de recompressão exerce grande influência nos resultados e também a declividade da linha do estado crítico, ao ser variada, gerou diferentes valores de deslocamento. Para a variação da tensão vertical efetiva, os diferentes valores analisados de índice de recompressão também geraram certa influência nos resultados obtidos.

Na análise do recalque *versus* distância horizontal, o resultado de recalque diferencial obtido para o tempo de 4 anos foi de 3,1 cm, valor menor que o máximo previsto na norma DNIT 381:2021 – PRO para recalques diferenciais no sentido transversal à rodovia, apresentado na revisão bibliográfica.

Como conclusão geral, salienta-se que os resultados apresentados são satisfatórios no que se refere à avaliação de parâmetros que influenciam no desempenho de um aterro sobre solos moles. Adicionalmente, as conclusões apresentadas ao longo do capítulo de resultados podem auxiliar na elaboração e na análise de futuros trabalhos acadêmicos ou projetos de

engenharia relacionados aos aterros sobre solos moles. Por fim, destaca-se o potencial do *software* utilizado e a pertinência da realização deste trabalho, considerando a necessidade atual e futura da modernização e expansão das infraestruturas brasileiras, sendo que muitas são ou serão construídas em regiões com predominância de solos moles.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando as conclusões, sugere-se que os seguintes temas sejam abordados em trabalhos futuros envolvendo aterros sobre solos moles:

- Avaliar o efeito da variação da geometria do aterro no comportamento da estrutura;
- Aprofundar nas simulações a partir de maiores variações nos valores dos parâmetros (geométricos e geotécnicos) tanto do aterro como da fundação;
- Realizar o cálculo analítico para todas as espessuras de solo mole abordadas no trabalho, a fim de comparar com os resultados obtidos pelo meio numérico;
- Analisar a estabilidade de aterros não reforçados sobre solos moles nos *softwares* SLOPE/W e Abaqus, a título de comparação;
- Realizar a modelagem no Abaqus no espaço tridimensional;
- Simular no Abaqus um aterro executado com bermas de equilíbrio, a fim de verificar a influência da técnica no comportamento da estrutura.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS. **Abaqus Analysis User's Guide**. Rhode Island, USA: Simulia Corp, 2014.
- ALKHORSHID, N. R.; Araújo, G. L. S.; Palmeira, E. M. **Geosynthetic Encased Column: comparison between numerical and experimental results**. *Soils and Rocks*, n. 44(4), 2021.
- ALMEIDA, M. de S. S. de. **Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho**. Rio de Janeiro: Editora da UFRJ, 1996.
- ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- ALMEIDA, M. S. S.; Hosseinpour, I.; Riccio, M. **Performance of a geosynthetic encased column (GEC) in soft ground: numerical and analytical studies**. *Geosynthetics International*, 20, n. 4, 252–262, 2013.
- ALVES FILHO, Avelino. **Elementos finitos: A base da Tecnologia CAE**. São Paulo: Editora Érica, 2000.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2850-15/2016**: Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, 2016.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4767-11/2020**: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils, 2020.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3441-16:2018**,: Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil, 2018.
- ARTHUR RODRIGUES QUARESMA (São Paulo). **Investigações geotécnicas**. In: WALDEMAR COELHO HACHICH. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Editora Pini Ltda, 1998. p. 119-162.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR-10905**: Solos-Ensaio de Palheta in situ. Rio de Janeiro. 1989. 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3406**: Solo – Ensaio de penetração de cone in situ. Rio de Janeiro: ABNT, 1991a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ATKINSON, J.H. e P.L. BRANSBY. **The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics**. McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, London, 1978

BARAN, Karin Rodrigues. **Propriedades geotécnicas de compressibilidade de uma argila mole de Itajaí-SC**. 2014. 334 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

BARONI, Marcos. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá, RJ**. 2016. 321 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

BJERRUM, Laurits. **Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to the settlements of buildings**, 1967.

CAETANI, Bianca de Córdova *et al.* Caracterização geotécnica de um depósito de solos de Biguaçu - SC por meio de ensaios de campo e de laboratório. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20., 2022, Campinas. **Anais [...]**. Florianópolis: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, 2022. p. 1-8.

CLAYTON, C. R. I. **The standard penetration test (SPT): methods and use**. CIRIA Report CP/7, 1993.

COSTA, Gabriel Fernando *et al.* Interpretação dos Resultados de Ensaios SPT e CPTu Realizados no Município de Biguaçu –SC. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20., 2022, Campinas. **Anais [...]**. Florianópolis: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, 2022. p. 1-8.

CRAWFORD, C. B. **The resistance of soil structure to consolidation**. Can. Geotech. Journal, 1965.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da edição americana. 9. ed. São Paulo: Cengage, 2019.

DÉCOURT, L. **The standard penetration test**. State-of-the-art report Proceedings of the XII ICSMFE, Rio de Janeiro, v. 4, p. 2405-2416, 1989.

DE MELLO, V. F. B. **The standard penetration test**. State-of-the-art report. 4th Pan-American Conf. Soil Mech. Found. Eng., Puerto Rico, v. 1, p. 1-86, 1971.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 381/2021 – PRO: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**. Brasília: Ed. Núcleo dos Transportes, 2021.

ELSAWY, M. B. D. **Behaviour of soft ground improved by conventional and geogrid-encased stone columns, based on FEM study**. Geosynthetics International, n. 4, p. 276–285, 2013.

FANG, Z. **Physical and Numerical Modelling of the Soft Soil Ground Improved by Deep Cement Mixing Method**. 2006, Thesis (Doctor in Civil Engineering), The Hong Kong Polytechnic University, 2006.

HALLAL, Rafael Rosa. **Características de depósitos de argilas moles no estado do Rio Grande do Sul**. 2003. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

HAN, J.; Gabr, M. A. **Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over Soft Soil**. Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering. n. 128, p. 44-53, 2002.

HELWANY, Sam. **Applied soil mechanics with ABAQUS applications**. First ed. Hoboken, USA: John Wiley & Sons, Inc., 2007.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. **New developments in field and laboratory testing of soils**. Proceedings of the 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Francisco, 1985.

JESUS, Jade Jacomini de *et al.* Análise de Estabilidade e de compressibilidade de uma obra sobre solos moles. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20., 2022, Campinas. **Anais [...]**. Florianópolis: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, 2022. p. 1-8.

JESUS, Jade Jacomini de *et al.* Soluções adaptadas para o reforço de fundações com estacas raiz. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20., 2022, Campinas. **Anais [...]**. Florianópolis: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, 2022. p. 1-8.

KEYKHOSROPUR, L.; Soroush, A.; Imam, R. **3D numerical analyses of geosynthetic encased stone columns**. Geotextiles and Geomembranes, n. 35, p. 61-68, 2012.

KHABBAZIAN, M.; Kaliakin, V. N.; Meehan, C. L. **3D Numerical Analyses of Geosynthetic Encased Stone Columns**. In International Foundation Congress and Equipment Expo, Orlando, Florida, 15 - 19 mar., 2009.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y, 1969.

LAUTENSCHLÄGER, Carlos Emmanuel Ribeiro. **Aspectos fundamentais de elasticidade, plasticidade e estado crítico**. 2008. 38 f. Trabalho da Disciplina de Desenvolvimento de Modelos Constitutivos Do Programa de Pós Graduação - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

LAUTENSCHLÄGER, Carlos Emmanuel Ribeiro. **Determinação do comportamento tensão deformação de uma argila mole a partir dos modelos Cam Clay**. Disciplina de Elasticidade e Plasticidade do Programa de Pós Graduação - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

LAUTENSCHLÄGER, Carlos Emmanuel Ribeiro. **Modelagem numérica do comportamento de fundações profundas submetidas a carregamento lateral**. 2010. 181 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

LEROUEIL, Serge. **Compressibility of Clays: fundamental and practical aspects: vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments**, Proc. of Settlement 94, Texas, 1994.

LEROUEIL, Serge. Compressibility of Clays: fundamental and practical aspects. **Journal Of Geotechnical Engineering**. Québec, p. 1-10. jul. 1996.

MASSAD, Faiçal. **Obras de Terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MASSOCCO, Narayana Saniele. **Determinação de parâmetros de compressibilidade e de resistência não drenada de argila mole - estudo de caso**. 2013. 114 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K.. **Fundamentals of Soil Behavior**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2005.

NADER, José Jorge. **Breve Curso de Modelos Elastoplásticos**. São Paulo: Escola Politécnica da Usp, 2015.

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

PHILIPPI, Isadora Mocellin. **Aterros sobre solos moles: Análises de recalque e tempos de estabilização para duas seções características da BR-280**. 2020. 112 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2020.

PÓVOA, Luisa Muylaert de Menezes. **Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ**. 2016. 156 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2016.

ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N. e WROTH C. P. **On the yielding of soils**. Géotechnique, Vol. 8, Nº 1, 1958.

ROSCOE, K. H., and SCHOFIELD, A. N. **Mechanical Behaviour of an idealised "Wet-Clay"**. Proc European Conf. On SMFE in Wiesbaden, 1963.

RUSSELL, Darren. **Finite element analysis of embankments on soft ground incorporating reinforcement and drains**. 1992. 257 f. Thesis (Doctor of Philosophy) – Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, 1992.

SANTOS, Felipe Souza dos. **Aterros sobre solos moles: dimensionamento dos encontros da ponte sobre o Rio Três Riachos, BR 101 (SC)**. 2015. 171 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

- SCHNAID, Fernando. **In situ testing in geomechanics**. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- SCHOFIELD, Andrew; WROTH, Peter. **Critical State Soil Mechanics**. Lecturers in Engineering at Cambridge University: McGraw-Hill Book Company, 1968.
- SENRA, Klinger. Teoria do Adensamento de Terzaghi. Canal Professor Klinger Senra Geotecnia. Youtube, 16 de março. 2020. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=1rnfyijesyY&t=231s>. Acesso em: 23 mai. 2022.
- SILVA, João Manuel Marcelino Mateus da. **Modelação do colapso e da fluência em aterros**. 1996. 327 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Lisboa, 1996.
- SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. **The sensitivity of clays**. Géotechnique, 1952.
- SOARES, José Mario Doleys. **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da Grande Porto Alegre**. 1997. 332 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.
- SOUZA, Isabella Marques Torres de *et al.* Análise Paramétrica de Estabilidade de Dois Taludes Homogêneos Assentes sobre Solo e Rocha. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20., 2022, Campinas. **Anais [...]**. Florianópolis: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2022. p. 1-8.
- TAYLOR, D.W. **Research on Consolidation of Clays**. Serial No. 82, Department of Civil and Sanitary Engineering, MIT, Cambridge, 1942.
- TAYLOR, D.W. **Fundamentals of Soil Mechanics**, New York, John Wiley & Sons, USA. 1948.
- TERZAGHI, K., **Erdbaumechanick**, Viena, Franz Deuticke, Áustria, 1925.
- TERZAGHI, K. e FRÖLICH, O. K. **Thorie der setzung von tonschichten**. Franz Deuticke, Leipzig, 1936.
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS. Geotechnical investigations [EM 1110-1- 1804]. n. January, 2001.
- YAPAGE, N. N. S.; Liyanapathirana, D. S.; Poulos, H. G.; Kelly, R. B. **Numerical Modeling of Geotextile-Reinforced Embankments over Deep Cement Mixed Columns Incorporating Strain-Softening Behavior of Columns International Journal of Geomechanics**. V. 15, n. 2, 2015.

APÊNDICE A – Artigos publicados no COBRAMSEG

Figura 70 – Caracterização geotécnica de um depósito de solos de Biguaçu por meio de ensaios de campo e laboratório

*XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP*



Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solos de Biguaçu – SC Por Meio de Ensaio de Campo e de Laboratório

Bianca de Córdova Caetani
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Jade Jacomini de Jesus
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, jade.jacomini@gmail.com

Gabriel Fernando Costa
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, gabrielf3@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Diego Cesar Sanchez
Engenheiro civil, CGT Eletrosul – Eletrobras, Florianópolis, Brasil, civildcs@yahoo.com.br

RESUMO: O presente artigo visa caracterizar geotecnicamente os solos de uma região do município de Biguaçu-SC e determinar os parâmetros de projeto através dos resultados de investigação geotécnica. Concretamente, os resultados de ensaios de adensamento, SPT, CPTu e de dissipação obtidos em diversas campanhas de investigação foram utilizados para estabelecer padrões de comportamento e faixas de variação dos parâmetros de compressibilidade, permeabilidade e resistência. Os resultados dos ensaios CPTu corroboram a descrição dos materiais e a espessura das camadas observadas no ensaio SPT. Ambos os ensaios indicam a presença de uma camada de argila com frações de silte e areia, de consistência muito mole a mole, abaixo da camada de aterro de argila siltosa. Os valores dos parâmetros de permeabilidade e de compressibilidade estão dentro da faixa esperada para solos argilosos com elevados valores de índice de vazios e de coeficiente de adensamento. Os maiores valores da resistência não drenada foram estimados pelas expressões baseadas em SPT, ao passo que as expressões baseadas em CPTu forneceram maiores valores do ângulo de atrito das camadas granulares. Para além dos resultados apresentados, as discussões e os comentários feitos durante a interpretação dos resultados realçam algumas particularidades das abordagens utilizadas para a classificação do solo e determinação dos parâmetros. Os parâmetros geotécnicos apresentados no artigo podem ser úteis na elaboração de projetos preliminares de futuros empreendimentos na região.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, Ensaio de campo, Ensaio de Laboratório, Caracterização Geotécnica, Biguaçu.

ABSTRACT: This paper aims to geotechnically characterize the soils of a region in the municipality of Biguaçu-SC and to determine the design parameters through the results of the geotechnical investigation. The results of consolidation, SPT, CPTu, and dissipation tests obtained in several investigation campaigns were used to establish behavior patterns and ranges of variation of compressibility, permeability, and strength parameters. The results of the CPTu tests corroborate the material description and layer thickness observed in the SPT test. Both tests indicate the presence of a clay layer with silt and sand fractions, of very soft to a soft consistency, below the silty clay backfill layer. The values of the permeability and compressibility parameters are within the expected range for clayey soils with high values of void ratio and coefficient of consolidation. The highest values of undrained shear strength were estimated by expressions based on SPT, whereas the expressions based on CPTu provided higher values of the friction angle of the granular layers. In addition to the results presented, the discussions and comments made during the interpretation of the results highlight some particularities of the approaches used for soil classification and parameter determination. The geotechnical parameters presented in the paper may be useful in the preparation of preliminary designs for future projects in the region.

Figura 71 - Interpretação dos Resultados de Ensaios SPT e CPTu Realizados no Município de Biguaçu –SC

*XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP*



COBRAMSEG 2022
23 a 26 de Agosto | Campinas | SP | Brasil
 COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

Interpretação dos Resultados de Ensaios SPT e CPTu Realizados no Município de Biguaçu – SC

Gabriel Fernando Costa
 Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, gabrielf3@gmail.com

Bianca de Córdova Caetani
 Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Jade Jacomini de Jesus
 Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, jade.jacomini@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
 Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Paulo Eduardo Obadovski Alves
 Engenheiro Civil, CGT Eletrosul - Eletrobras, Florianópolis, Brasil, p.obadovski@gmail.com

RESUMO: Um programa de investigação geotécnica, que inclui os ensaios de campo e de laboratório, forneceu os dados utilizados neste artigo para classificar o solo, determinar os principais parâmetros da camada argilosa e estabelecer correlações entre medidas de CPTu e SPT. As três abordagens diferentes - descrição do material no ensaio SPT, índice de classificação do material (Ic) e ábacos de classificação - utilizadas para a classificação do subsolo convergem na delimitação das camadas e na identificação dos seus respectivos materiais. Os parâmetros de compressibilidade e de resistência foram apresentados e discutidos, assim como a história de tensões e sensibilidade da argila, permitindo concluir que a argila é não sensível e apresenta a consistência mole a muito mole, baixo peso específico, elevada compressibilidade, elevado teor de umidade e elevado índice de vazios. Com base no conceito de energia no SPT, os valores da resistência dinâmica (q_d) e da resistência não drenada (s_u) foram calculados e comparados com os valores estimados pelas correlações empíricas e através de CPTu. Valores de s_u estimados por meio de conceito de energias e da correlação empírica apresentam a mesma ordem de grandeza, entretanto, boas correlações entre medidas de CPTu e SPT foram observadas somente em análises individuais dos resultados. Dispersões observadas nas correlações são atribuídas à variabilidade do solo e à realização dos ensaios SPT e CPTu em épocas diferentes. Os resultados e as conclusões são relevantes e recomendados para projetos preliminares de obras na região de Biguaçu-SC.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, SPT, CPTu, Caracterização Geotécnica, Correlações, Biguaçu.

ABSTRACT: A geotechnical investigation program, which includes field and laboratory tests, provided the data used in this paper to classify the soil, determine the main parameters of the clay layer, and establish correlations between CPTu and SPT measurements. The three different approaches - material description in the SPT test, material classification index (Ic) and classification abacuses - used for the classification of the subsoil converge in defining the layers and identifying their respective materials. The compressibility and strength parameters were presented and discussed, as well as the stress history and sensitivity of the clay, allowing the conclusion that the clay is non-sensitive and presents soft to a very soft consistency, low specific weight, high compressibility, high moisture content and high void ratio. Based on the concept of energy in the SPT, the values of dynamic strength (q_d) and undrained shear strength (s_u) were calculated and compared with the values estimated by empirical correlations and through CPTu. Values of s_u estimated by means of the concept of energy and the empirical correlation present the same order of magnitude, however, good correlations between CPTu and SPT measurements were observed only in individual analyses of the results. Dispersions seen in the correlations are attributed to soil variability and to the SPT and CPTu tests

Figura 72 - Análise de Estabilidade e de Compressibilidade de uma Obra

*XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia
Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP*



Análise de Estabilidade e de Compressibilidade de uma Obra Sobre Solos Moles

Jade Jacomini de Jesus
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, jade.jacomini@gmail.com

Bianca de Córdova Caetani
Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Gabriel Fernando Costa
Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, gabrielf3@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa
Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Paulo Eduardo Obadovski Alves
Engenheiro Civil, CGT Eletrosul - Eletrobras, Florianópolis, Brasil, p.obadovski@gmail.com

RESUMO: Obras de engenharia construídas sobre solos moles demandam cautela e um estudo minucioso a fim de evitar problemas futuros e garantir a segurança da edificação. A partir da interpretação de resultados de investigações geotécnicas – ensaios de caracterização, adensamento, SPT, CPTu e dissipação – realizados em um solo localizado no município de Biguaçu-SC, estabeleceram-se parâmetros que foram utilizados em modelos geomecânicos para a estimativa de recalques ao longo do tempo e verificação da estabilidade em pontos específicos do solo analisado. Para validação dos resultados das estimativas realizadas, foi feita análise numérica da estabilidade do talude e determinação do seu fator de segurança, com auxílio do software *Geo5*, pelos métodos de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu e Morgenstern e Price. Os resultados obtidos e constatações finais feitas servem de base para o planejamento de empreendimento sobre o solo analisado e adoção de medidas de prevenção para problemas geotécnicos.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, Recalque, Análise de Estabilidade, Análise de Compressibilidade, Reforço de Solos, Biguaçu.

ABSTRACT: Engineering constructions build over soft soils demand caution and a detailed study in order to avoid future problems and ensure the security of the building. From interpretation of results of geotechnical investigations – test of characterization, soil densification, SPT, CPTu and dissipation – performed in a soil locate at Biguaçu city, in Santa Catarina, were established parameters used in geomechanical models for estimation of soil settlement over time and verification of stability in specifics points of soil analysed. To validate the results of the estimation made, numerical analysis of the stability of the slope and determination of its safety factor was executed in software *Geo 5*, by methods of Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu and Morgenstern & Price. The results obtained and final conclusions support the planning of the project on the soil analyzed and adoption of preventive measures for geotechnical problems.

KEYWORDS: Soft Soils, Settlement, Stability Analysis, Compressibility Analysis, Soil Reinforcement, Biguaçu

Figura 73 - Soluções Adotadas para o Reforço de Fundações com Estacas Raiz

*XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP*



COBRAMSEG 2022
23 A 26 DE AGOSTO | CAMPINAS | SP | BRASIL
COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

Soluções Adotadas para o Reforço de Fundações com Estacas Raiz: obra em Biguaçu – SC

Jade Jacomini de Jesus

Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, jade.jacomini@gmail.com

Bianca de Córdova Caetani

Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, bibicaetani@gmail.com

Gabriel Fernando Costa

Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, gabrielf3@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa

Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Diego Cesar Sanchez

Engenheiro civil, CGT Eletrosul – Eletrobras, Florianópolis, Brasil, civilcds@yahoo.com.br

RESUMO: O artigo aborda as soluções adotadas para a correção dos problemas geotécnicos observados em diferentes fases de uma obra construída no Município de Biguaçu – SC. As causas desses problemas foram investigadas através de inspeções técnicas, investigações geotécnicas e monitoramento de comportamento das estruturas. Dentre os problemas apresentados no artigo, destacam-se a ruptura do solo durante a execução do aterro e os recalques diferenciais e uniformes nos elementos estruturais. A baixa resistência e a elevada compressibilidade da camada argilosa, o não reforço prévio do solo antes da execução do aterro e o erro na interpretação dos resultados das sondagens foram apontados como as principais causas dos problemas geotécnicos. As técnicas alternativas que poderiam ser utilizadas previamente a execução do aterro foram discutidas, assim como as soluções propostas e adotadas para a correção dos problemas geotécnicos. As soluções de vigas de reforço e estacas raiz foram eficientes e conseguiram estabilizar recalques das bases dos equipamentos durante a execução dos mesmos, como foi ilustrado nos resultados de monitoramento. As intervenções feitas garantiram a integridade dos elementos estruturais e o bom funcionamento dos equipamentos instalados e das vias internas da obra. As análises e as soluções apresentadas podem ser de grande relevância na abordagem dos problemas geotécnicos similares.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, Recalque, Reforço de Fundação, Estaca Raiz, Investigação Geotécnica, Biguaçu.

ABSTRACT: The paper addresses the solutions adopted for the correction of geotechnical problems observed in different phases of a work built in the municipality of Biguaçu - SC. The causes of these problems were investigated through technical inspections, geotechnical investigations and monitoring the behavior of the structures. Among the problems presented, the soil failure during the execution of the embankment and the differential and uniform settlements in structural elements stand out. The low strength and high compressibility of the clay layer, the lack of previous soil reinforcement before the embankment execution, and the error in interpreting the boring results were pointed out as the main causes of the geotechnical problems. Alternative techniques that could be used before the execution of the embankment were discussed, as well as the proposed and adopted solutions to correct the geotechnical problems. The solutions of reinforcement beams and root piles were efficient and managed to stabilize settlements at the bases of the equipment during their execution, as illustrated in the monitoring results. The interventions carried out ensured the integrity of the structural elements and the proper functioning of the equipment and the internal roads of the work. The analyses and solutions presented can be of great relevance in addressing similar geotechnical problems.

KEYWORDS: Soft Soils, Settlement, Foundation Reinforcement, Root Pile, Geotechnical Investigation, Biguaçu.

APÊNDICE B – Recalque Normalizado $\left(\frac{\rho}{H_s}\right)$ versus Raiz do Tempo (\sqrt{t}) – Espessuras de solo mole

Figura 74 - Recalque versus raiz do tempo – $\rho \times \sqrt{t}$ – Espessura de 5 m

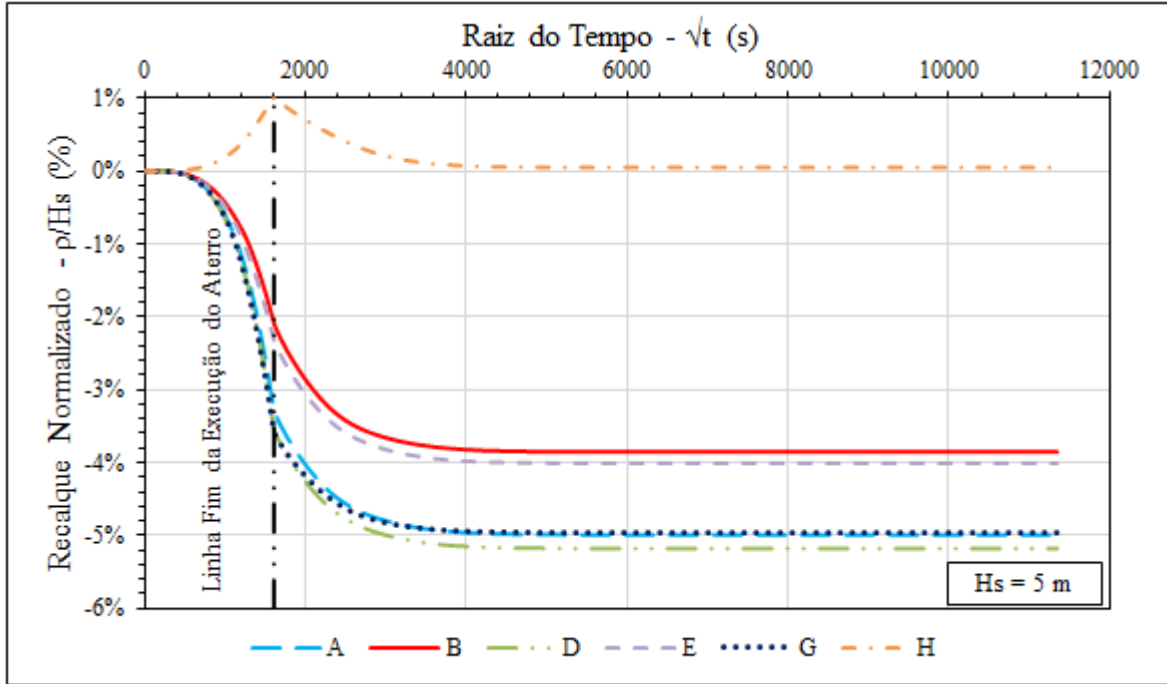


Figura 75 - Recalque versus raiz do tempo – $\rho \times \sqrt{t}$ – Espessura de 15 m

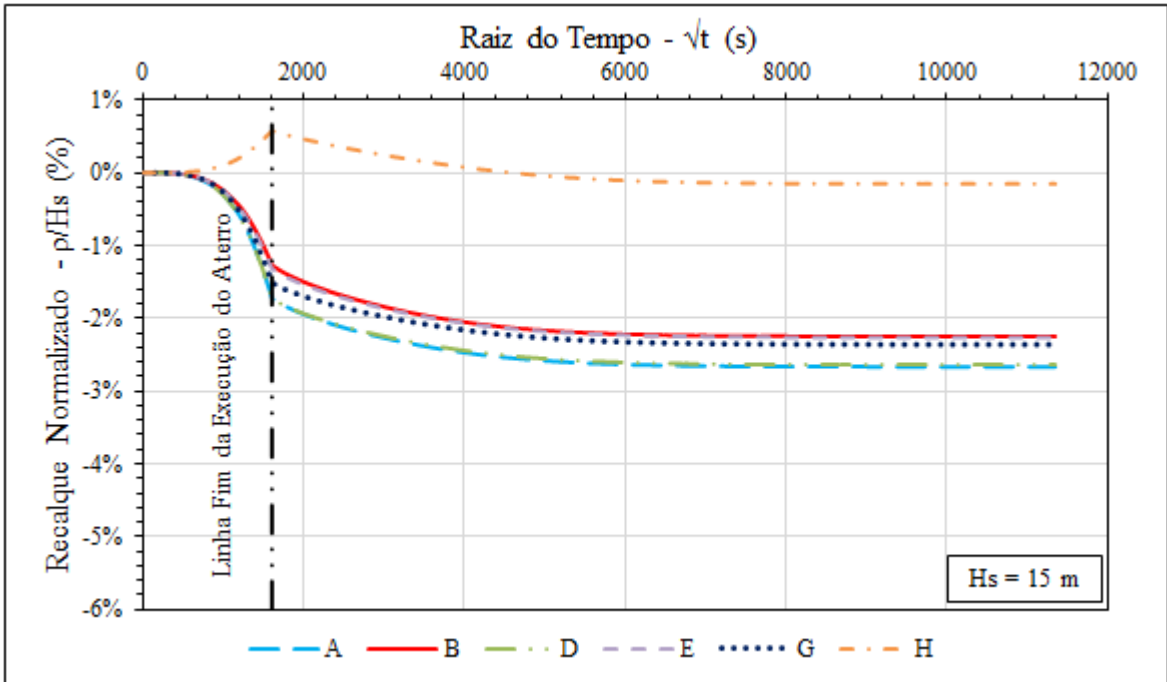
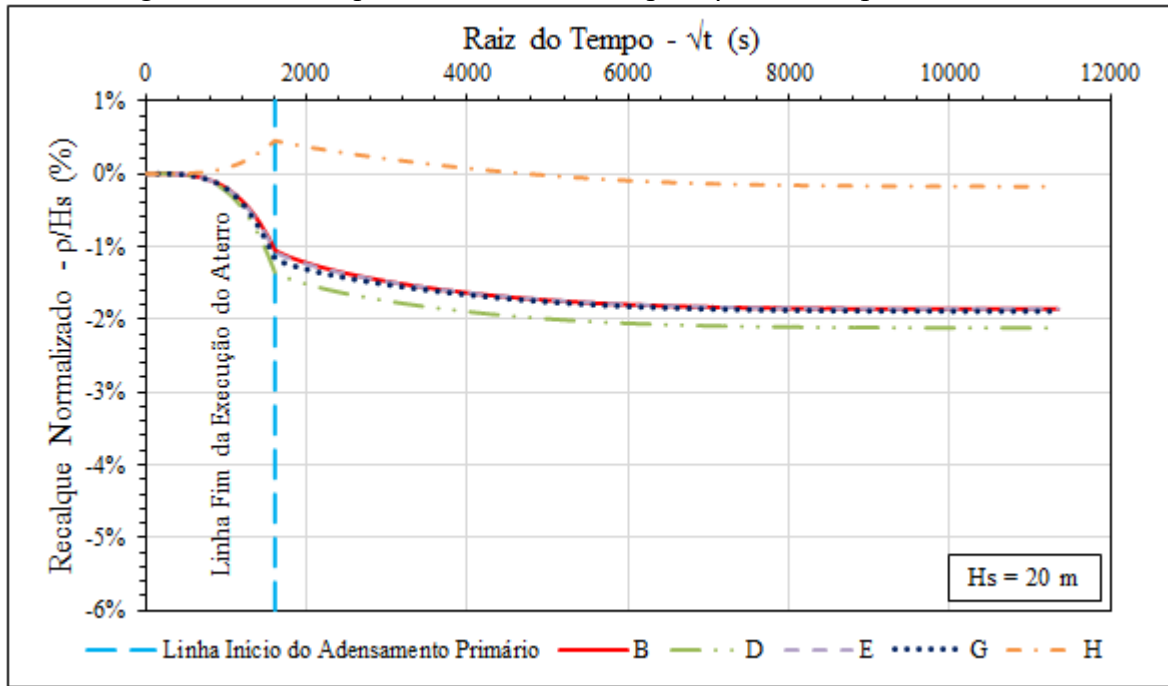


Figura 76 - Recalque versus raiz do tempo - $\rho \times \sqrt{t}$ - Espessura de 20 m



APÊNDICE C – Recalque normalizado $\left(\frac{\rho}{H_s}\right)$ versus distância horizontal – Espessuras de solo mole

Figura 77 - Recalque versus distância horizontal - $\rho \times x$ – Espessura de 5 m

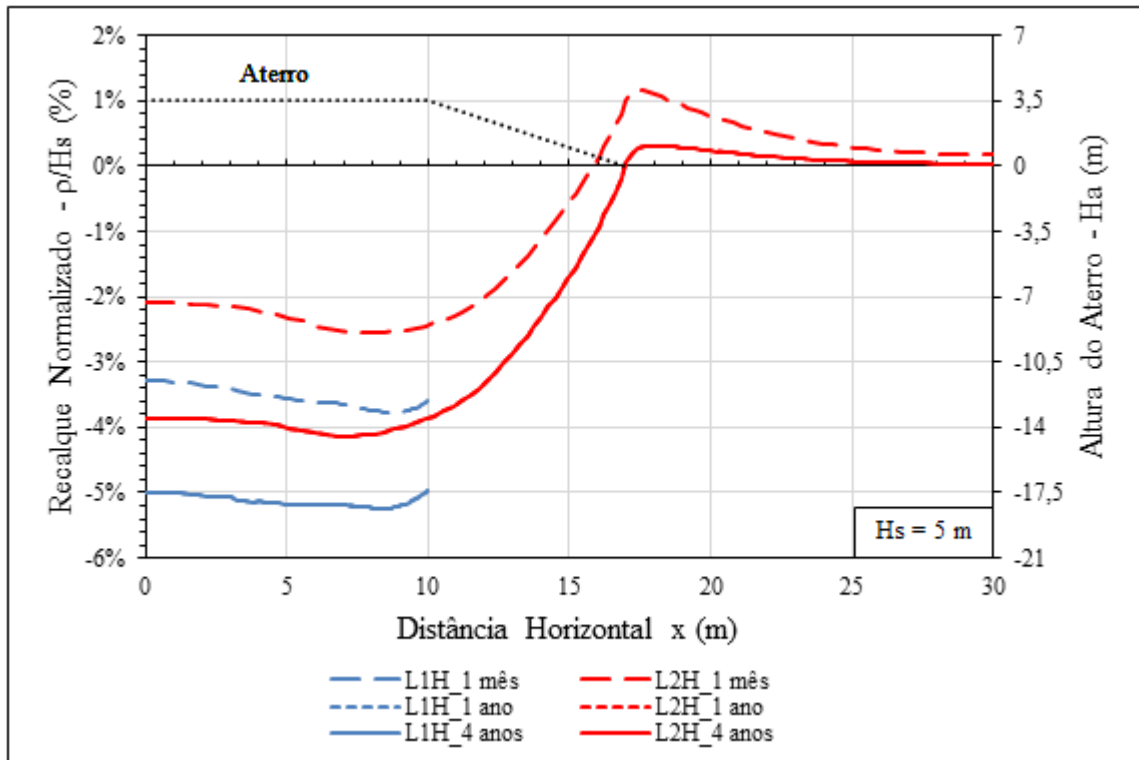


Figura 78 - Recalque versus distância horizontal - $\rho \times x$ – Espessura de 15 m

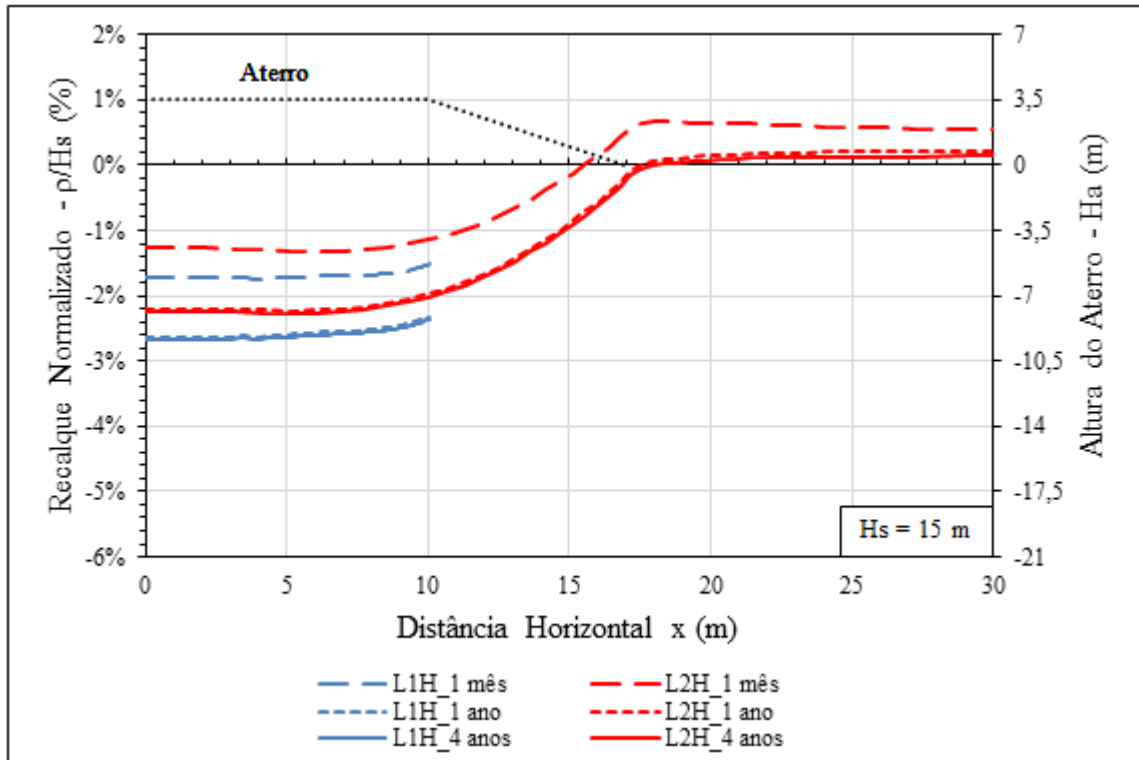
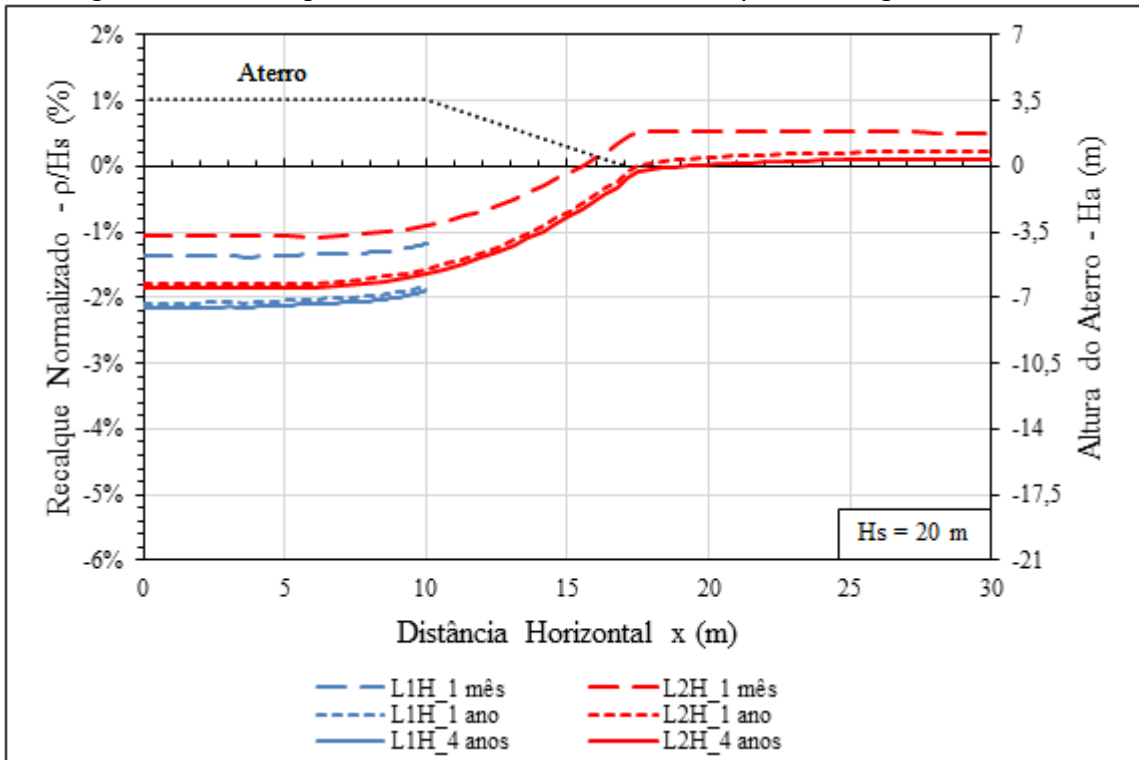


Figura 79 - Recalque versus distância horizontal - $\rho \times x$ – Espessura de 20 m



APÊNDICE D – Deslocamento horizontal normalizado $\left(\frac{\delta h}{H_a}\right)$ versus profundidade normalizada $\left(\frac{z}{H_s}\right)$ - Espessuras de solo mole

Figura 80 - Deslocamento horizontal versus profundidade – $\delta h \times z$ – 1 mês e 4 anos – Espessura de 5 m

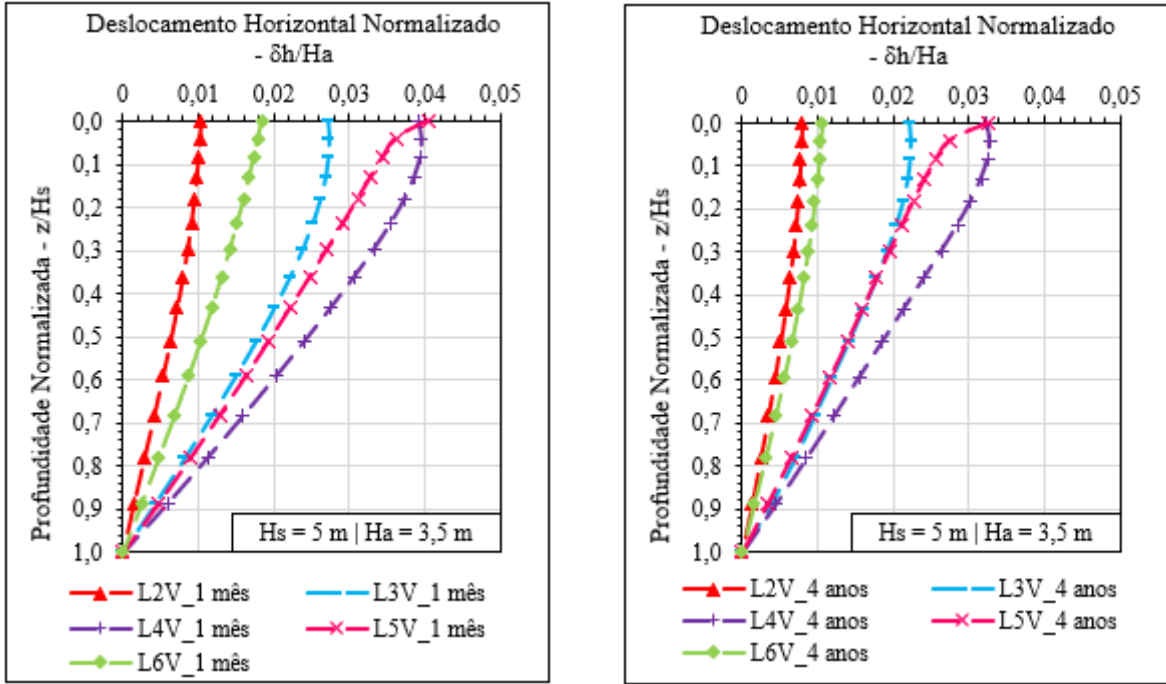


Figura 81 - Deslocamento horizontal versus profundidade – $\delta h \times z$ – 1 mês e 4 anos – Espessura de 15 m

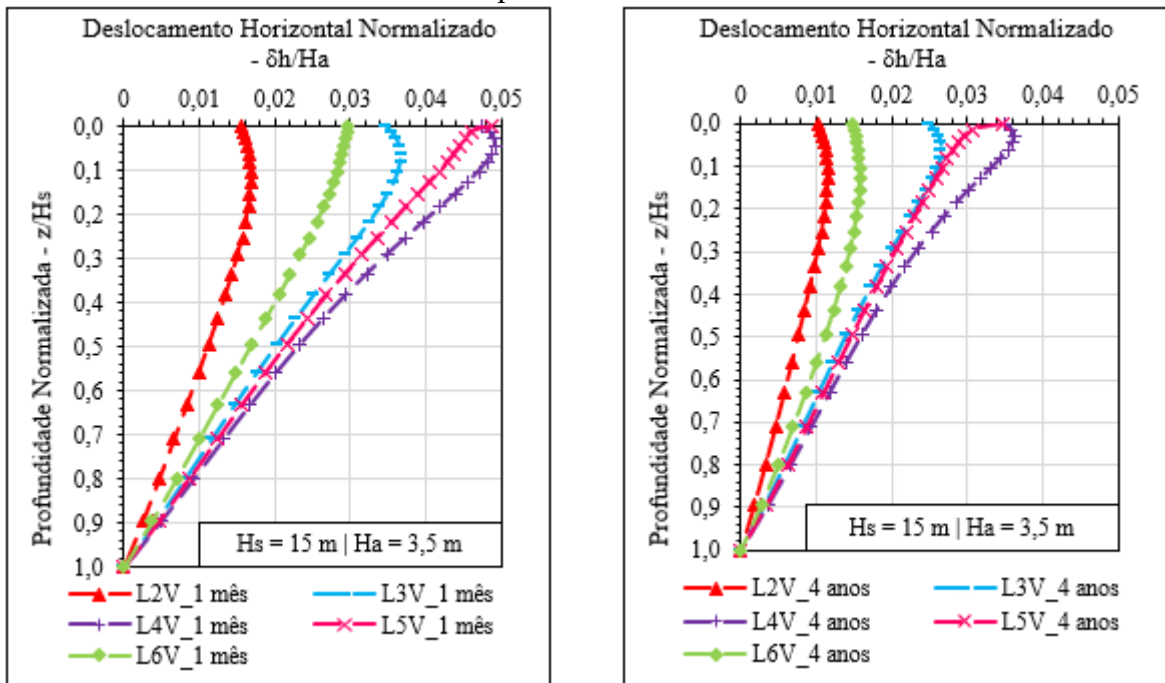
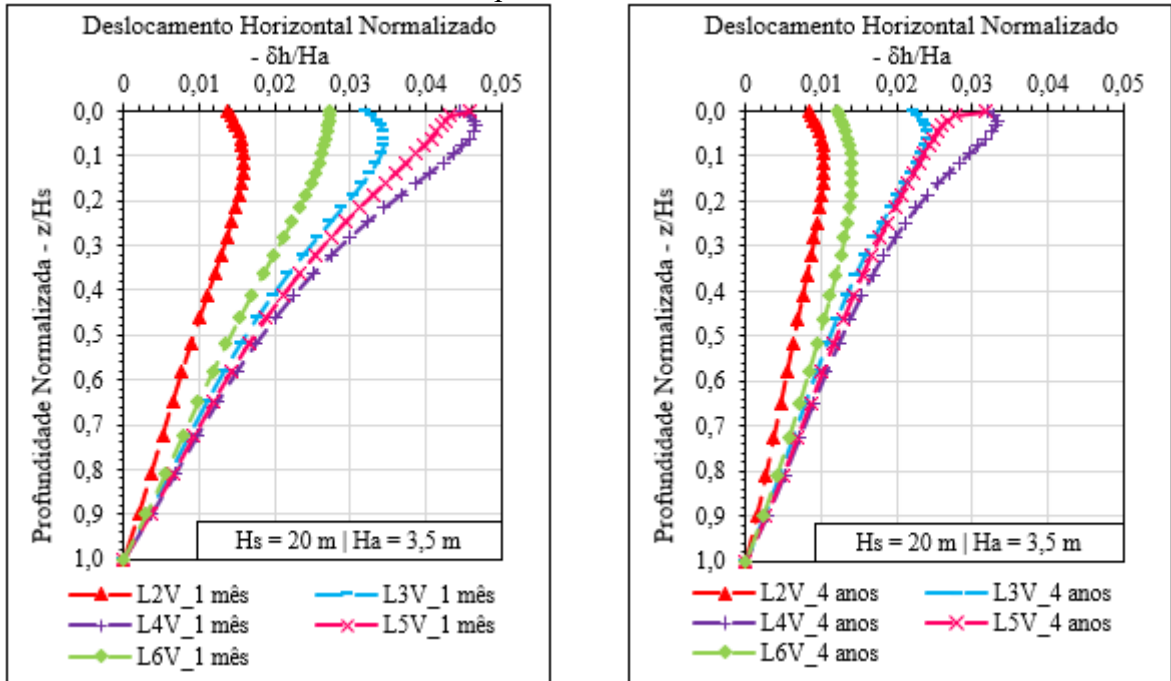


Figura 82 - Deslocamento horizontal versus profundidade – $\delta h \times z$ – 1 mês e 4 anos – Espessura de 20 m



APÊNDICE E – Distorção (d) versus profundidade normalizada ($\frac{z}{H_s}$) - Espessuras de solo mole

Figura 83 – Distorção versus profundidade – $d \times z$ – 1 mês e 4 anos – Espessura de 5 m

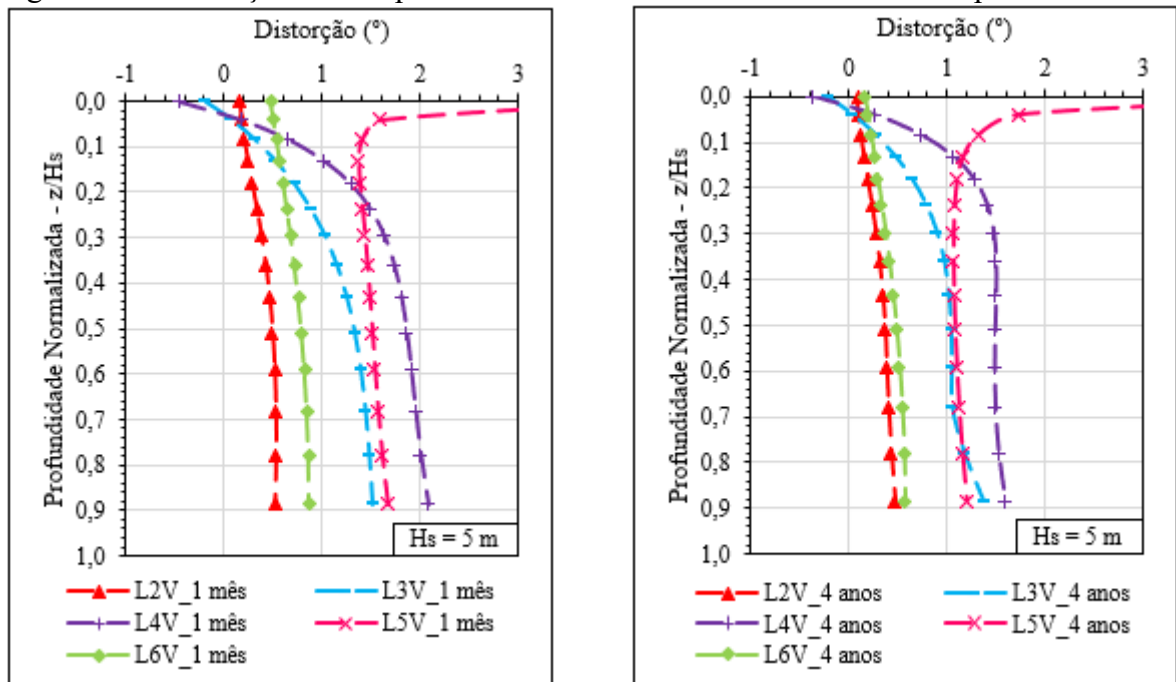


Figura 84 - Distorção versus profundidade – d x z – 1 mês e 4 anos – Espessura de 15 m

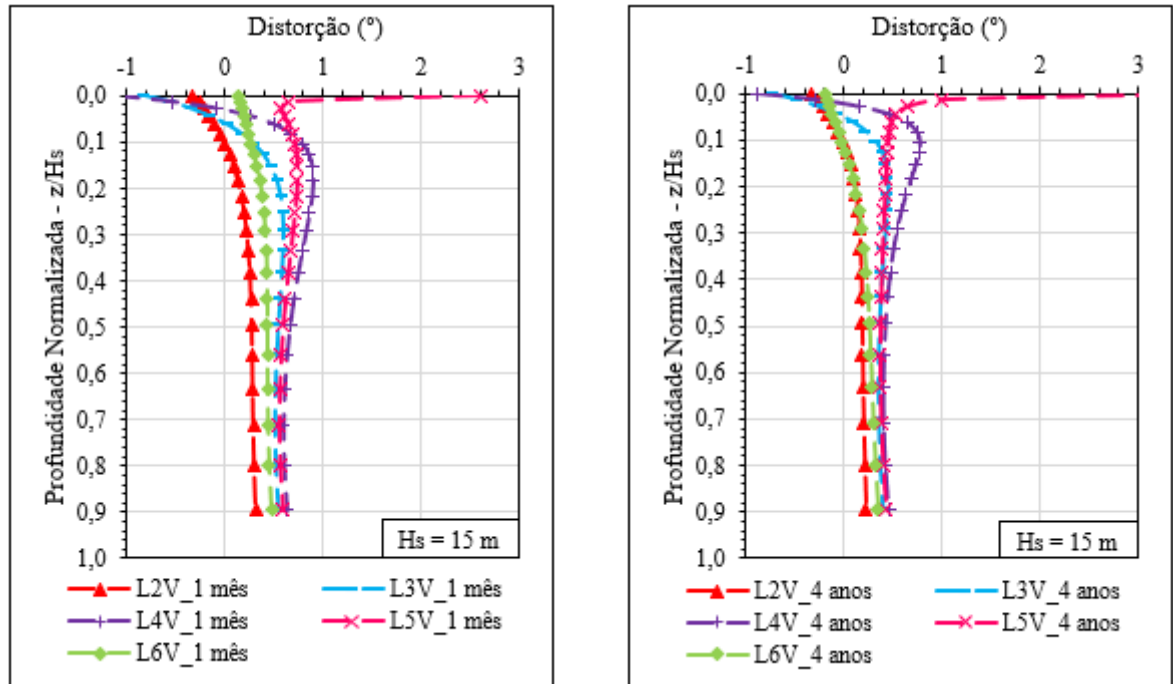
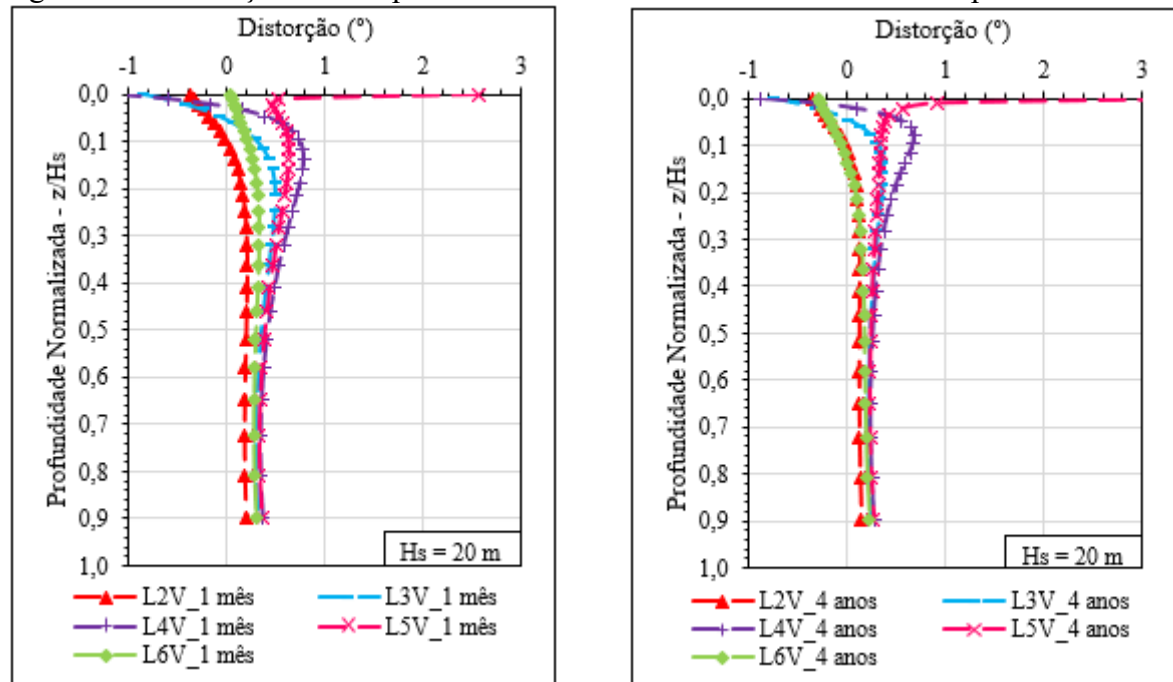
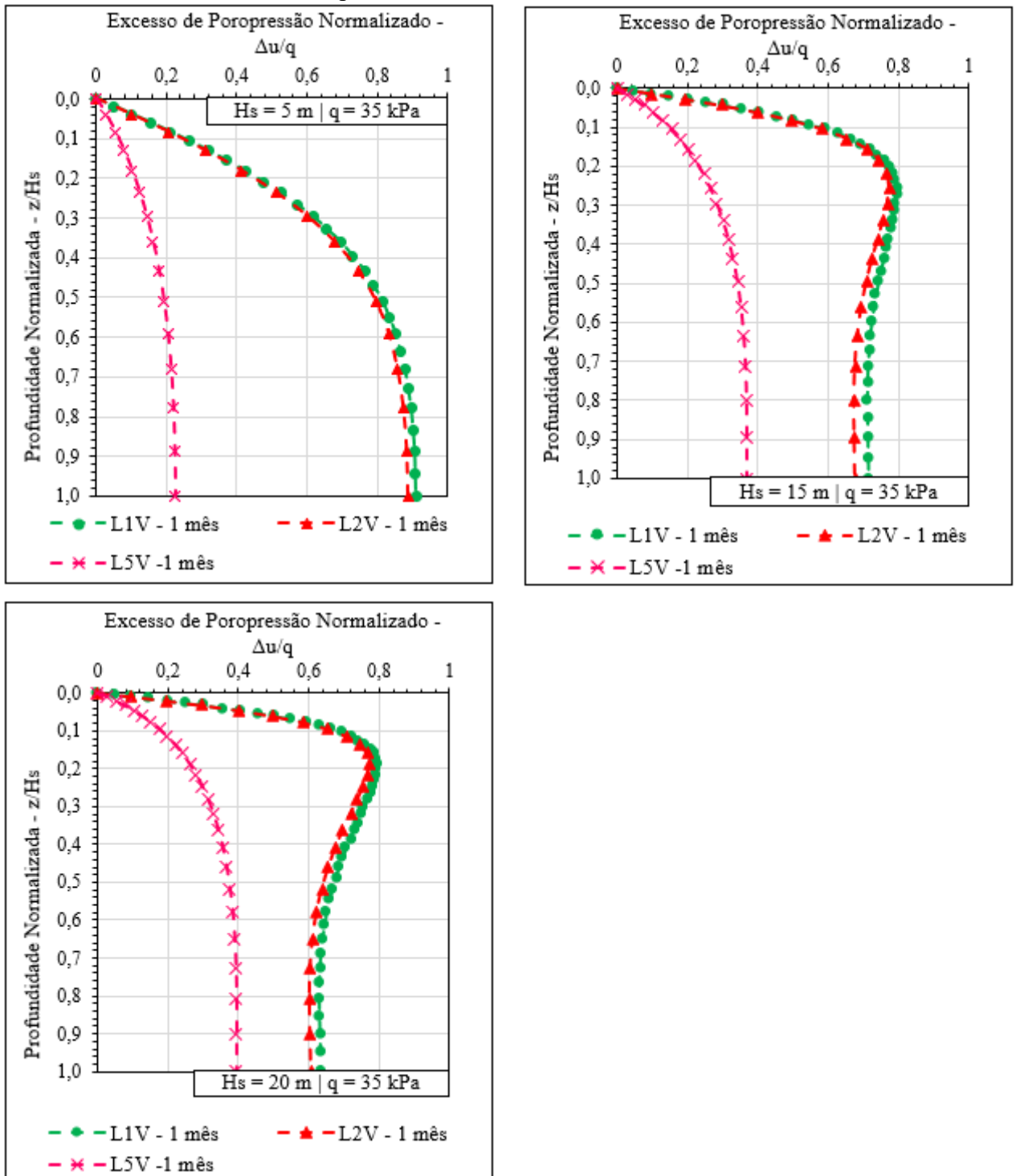


Figura 85 - Distorção versus profundidade – d x z – 1 mês e 4 anos – Espessura de 20 m



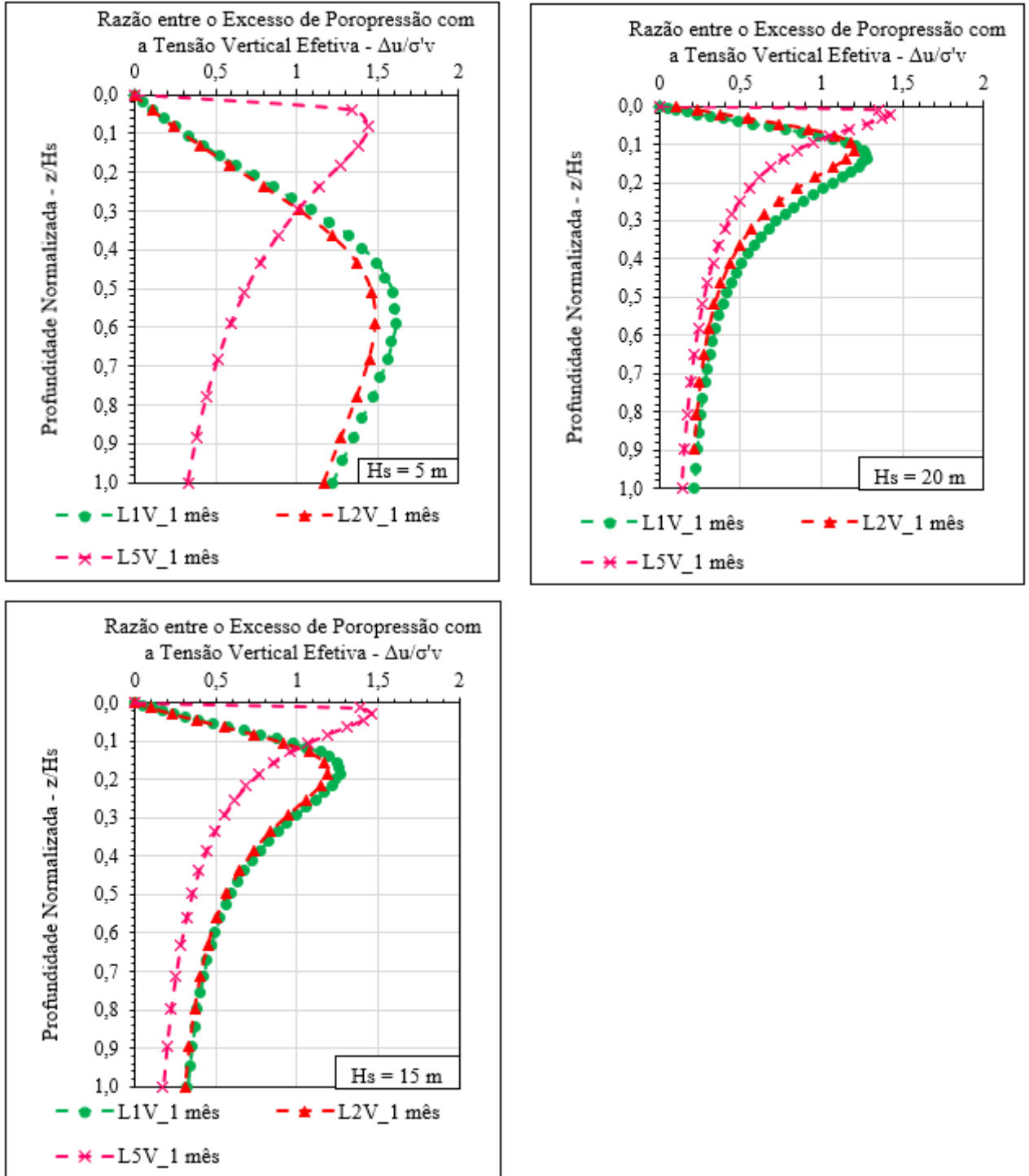
APÊNDICE F – Excesso de Poropressão Normalizado $\left(\frac{\Delta u}{q}\right)$ versus Profundidade Normalizada $\left(\frac{z}{H_s}\right)$ – Espessuras de solo mole

Figura 86 - Excesso de poropressão normalizado *versus* profundidade normalizada – Espessuras de 5 m, 15 m e 20 m



APÊNDICE G – Excesso de Poropressão Normalizado ($\frac{\Delta u}{\sigma'_v}$) versus Profundidade Normalizada ($\frac{z}{H_s}$)

Figura 87 - Excesso de poropressão normalizado *versus* profundidade normalizada – Espessuras de 5 m, 15m e 20 m



APÊNDICE H – Excesso de Poropressão $\left(\frac{\Delta u}{\sigma'_v}\right)$ versus Raiz do Tempo \sqrt{t}

Figura 88 - Excesso de poropressão normalizado *versus* raiz do tempo – Espessura de 5 m

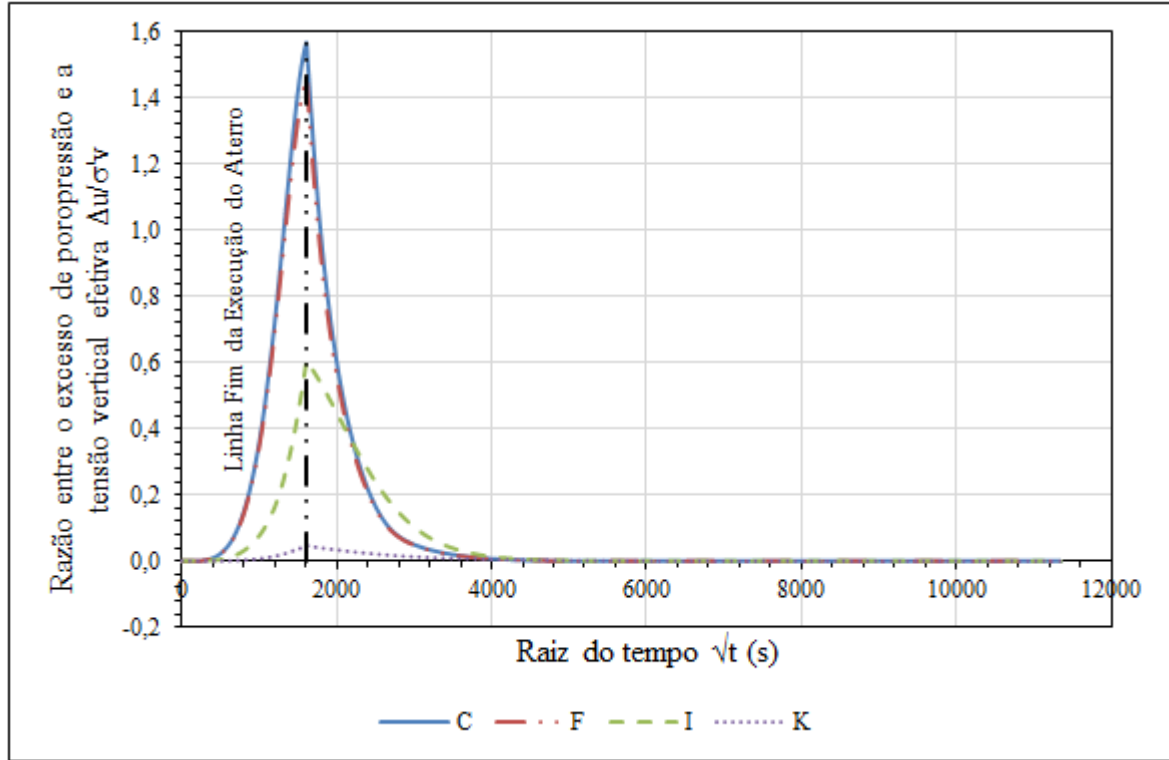


Figura 89 - Excesso de poropressão normalizado *versus* raiz do tempo – Espessura de 15 m

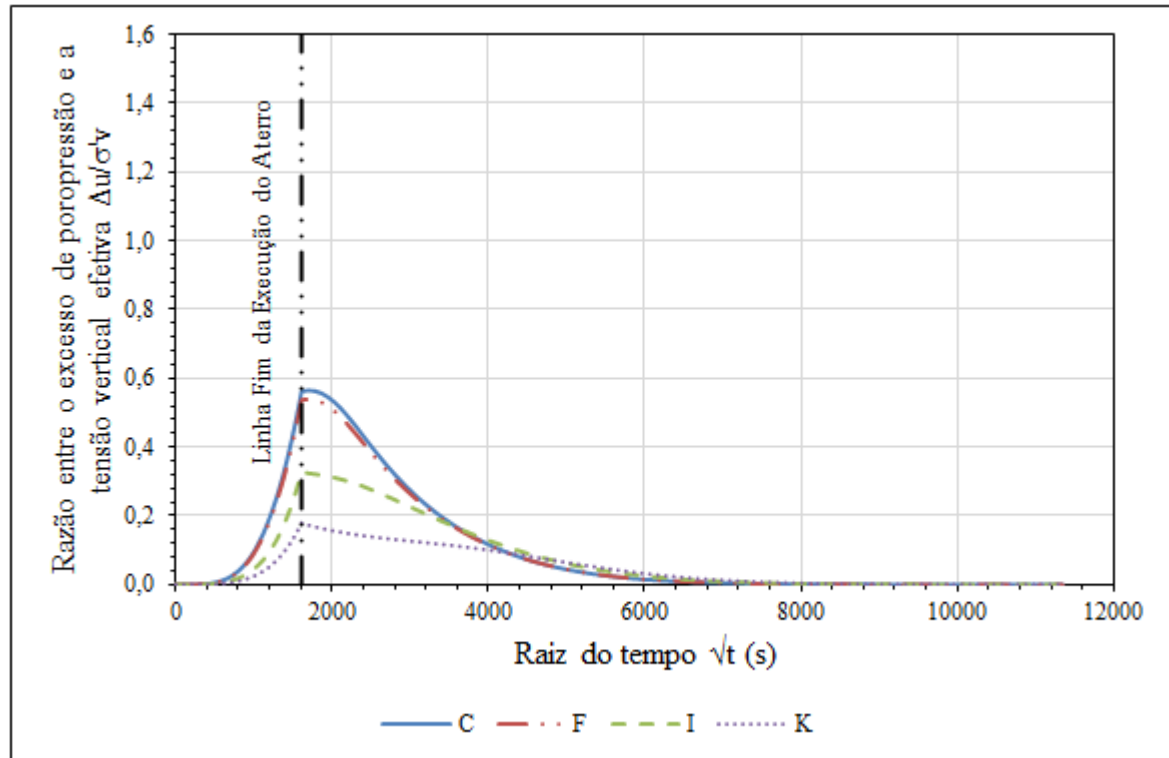
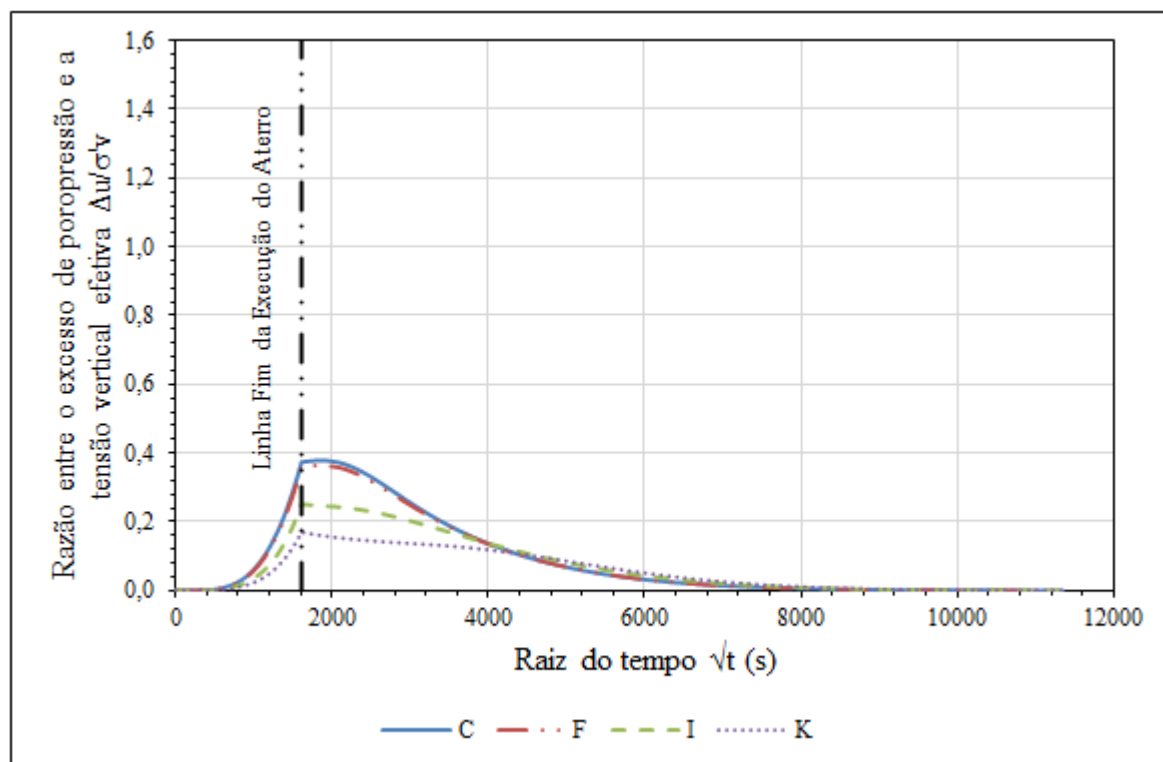


Figura 90 - Excesso de poropressão normalizado *versus* raiz do tempo – Espessura de 20 m



APÊNDICE I – Acréscimo de Tensão Vertical Efetiva ($\Delta\sigma'v$) versus Profundidade Normalizada ($\frac{z}{H_s}$)

Figura 91 - Acréscimo de tensão vertical efetiva *versus* profundidade normalizada – 1 mês e 4 anos – Espessura de 5 m

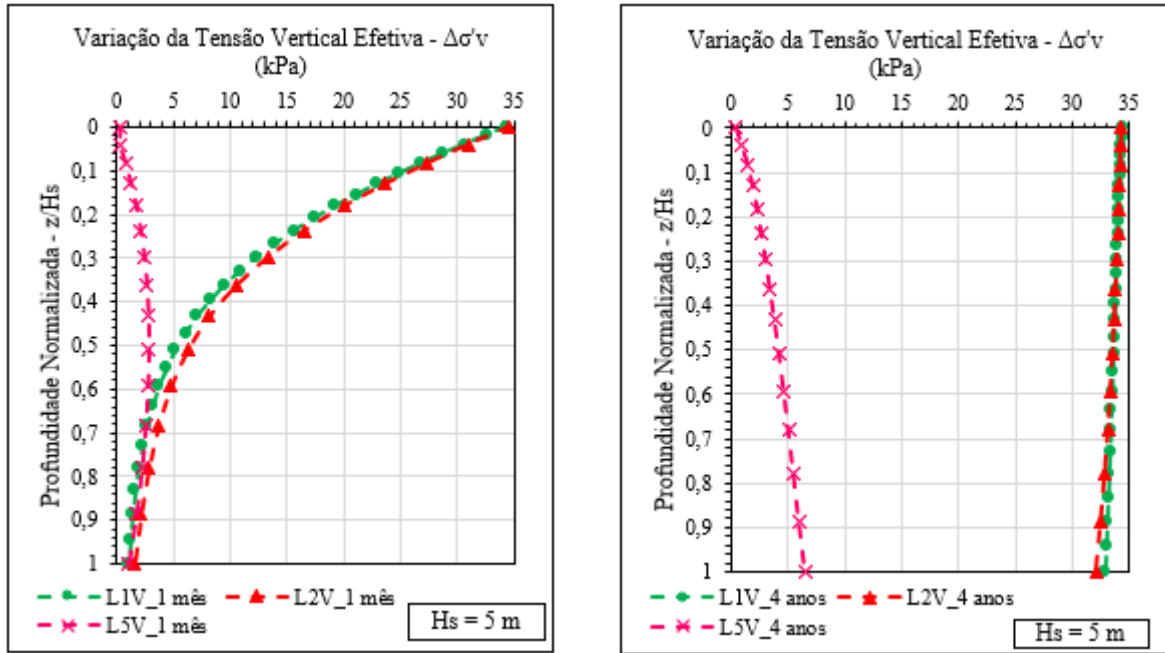


Figura 92 - Acréscimo de tensão vertical efetiva *versus* profundidade normalizada – 1 mês e 4 anos – Espessura de 15 m

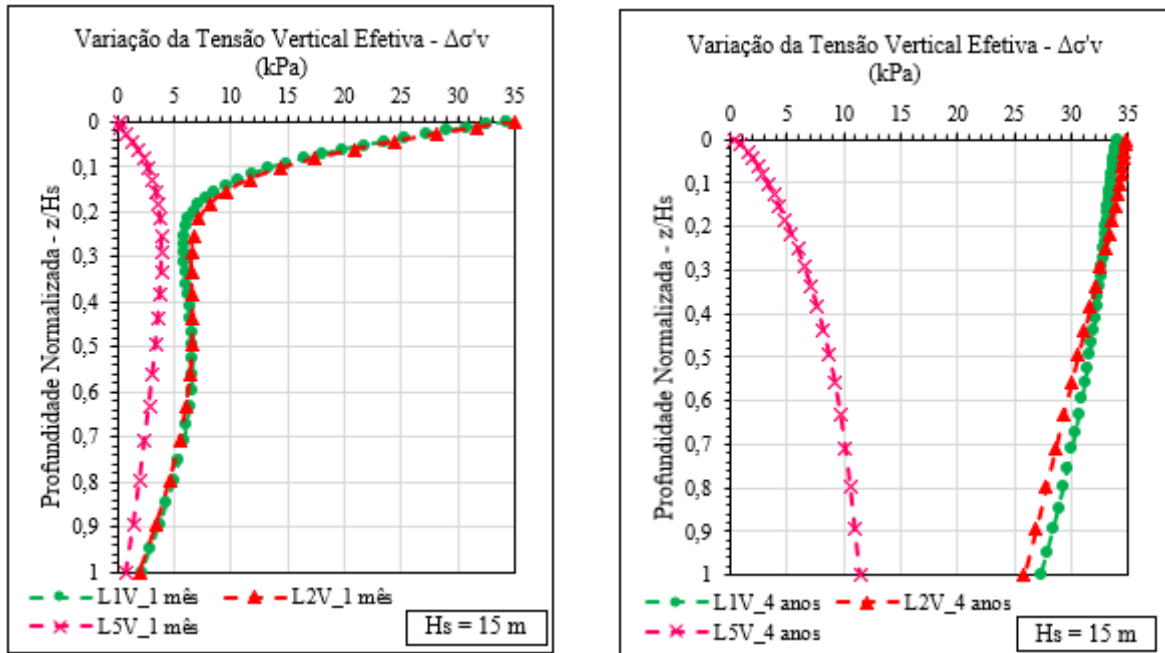


Figura 93 - Acréscimo de tensão vertical efetiva *versus* profundidade normalizada – 1 mês e 4 anos – Espessura de 20 m

