



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"

Programa Interunidades



Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

JOSÉ EDUARDO PRATES FERNANDES DA SILVA

**ESTUDO NUMÉRICO DAS DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS DE UM
TALUDE RODOVIÁRIO FRENTE À ALTERAÇÃO DO ESTADO DE
TENSÕES POR INFLUÊNCIA DE MUDANÇAS DO NÍVEL D'ÁGUA E DA
SUCÇÃO NO SOLO**

Bauru
2024

JOSÉ EDUARDO PRATES FERNANDES DA SILVA

**ESTUDO NUMÉRICO DAS DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS DE UM
TALUDE RODOVIÁRIO FRENTE À ALTERAÇÃO DO ESTADO DE
TENSÕES POR INFLUÊNCIA DE MUDANÇAS DO NÍVEL D'ÁGUA E DA
SUCÇÃO NO SOLO**

Dissertação apresentada como requisito para a
obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil e Ambiental da Universidade Estadual
Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Área de
Concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Michael A. Maedo

Coorientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues

Bauru
2024



Silva, José Eduardo Prates Fernandes.

Estudo numérico das deformações volumétricas de um talude rodoviário frente à alteração do estado de tensões por influência de mudanças do nível d'água e da sucção no solo / José Eduardo Prates Fernandes da Silva. - Bauru, 2024
119 f.

Dissertação (Mestrado)-Universidade Estadual Paulista (Unesp), Faculdade de Arquitetura, Artes, Comunicação e Design, Bauru
Orientadora: Prof. Dr. Michael A. Maedo

1. Talude rodoviário. 2. Solo não saturado. 3. Deformação. 4. Elementos finitos. 5. Modelo Básico de Barcelona. I. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE JOSÉ EDUARDO PRATES FERNANDES DA SILVA, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 18 dias do mês de março do ano de 2024, às 14:00 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de JOSÉ EDUARDO PRATES FERNANDES DA SILVA, intitulada **ESTUDO NUMÉRICO DAS DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS DE UM TALUDE RODOVIÁRIO FRENTE À ALTERAÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES POR INFLUÊNCIA DE MUDANÇAS DO NÍVEL D'ÁGUA E DA SUCÇÃO NO SOLO**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. MICHAEL ANDRADE MAEDO (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de Uberlândia, Prof. Dr. LEONARDO JOSÉ DO NASCIMENTO GUIMARÃES (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de Pernambuco, Prof. Dr. CAIO GORLA NOGUEIRA (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia de Bauru, Câmpus de Bauru. Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: ___Aprovado___. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. MICHAEL ANDRADE MAEDO

Documento assinado digitalmente
 MICHAEL ANDRADE MAEDO
Data: 19/03/2024 16:06:34-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

DEDICATÓRIA

À minha família, por todo amor,
apoio e compreensão, em especial à minha
filha Anna Luiza e minha esposa Thais.

AGRADECIMENTOS

Aos professores Michael Andrade Maedo e Roger Augusto Rodrigues pela dedicação, paciência e empenho ao me orientar e compartilhar de seus conhecimentos ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores Caio Gorla Nogueira, Paulo Cesar Lodi e Heraldo Luiz Giacheti, que aceitaram o convite para serem membros e suplente no exame de qualificação, e pelas dicas e contribuições dadas ao trabalho.

À professora Leila Brunet De Sá Beserra e aos professores Leonardo José Do Nascimento Guimaraes, Caio Gorla Nogueira, Heraldo Luiz Giacheti que aceitaram o convite para serem membros e suplentes da banca examinadora da defesa.

Ao professor Pedro Rogério Cleto, pelas dicas de apresentação à época do exame de qualificação.

Ao meu líder à época, Pedro Nogueira Junior, por me apoiar e liberar meu horário de trabalho para que eu pudesse cursar as disciplinas durante o mestrado.

A todos colegas e amigos que me incentivaram a trilhar este caminho enriquecedor em minha trajetória profissional e de conhecimento.

À toda minha família pelo incentivo e paciência que tiveram durante todo o tempo que me dediquei à esta pesquisa.

A Deus e Nossa Senhora Aparecida, que me iluminaram ao longo desse caminho.

RESUMO

A compreensão da dinâmica e o conhecimento da magnitude das deformações em obras de engenharia desempenha um papel fundamental na escolha da concepção de projetos, impactando diretamente na viabilidade, segurança, e vida útil de empreendimentos. O presente trabalho estuda, por meio de experimentos numéricos, o comportamento hidro-mecânico (HM) ao longo do perfil geotécnico de um talude de uma rodovia e os recalques desenvolvidos na superfície, resultantes da alteração do estado de tensões do solo devido ao efeito do rebaixamento do nível d'água realizado para possibilitar a implantação de uma travessia subterrânea. O talude caracteriza-se por um aterro compactado e apresenta-se com uma porção superior de solo não saturado, e outra, subjacente, saturada. Os experimentos foram conduzidos utilizando-se o Modelo Básico de Barcelona (BBM) por meio do programa CODE_BRIGHT, que permite o tratamento do problema de forma totalmente acoplada. Com o propósito de reproduzir um estado de tensão representativo da condição de campo do maciço, foram estabelecidas condições iniciais e de contorno ao modelo: carga distribuída, desempenhando o efeito do tráfego sobre a rodovia; condição de fluxo caracterizando a sucção matricial na superfície do terreno; condição de pressões ao longo do perfil do solo representativa à distribuição das pressões intersticiais da água e à posição inicial do nível freático; pressão aplicada nos drenos instalados no talude para simular a sucção a vácuo, encarregada pelo processo de rebaixamento do nível d'água. Como subsídio à análise do comportamento HM do talude, as variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical foram selecionadas. Avaliou-se ao longo da profundidade do aterro a influência dos parâmetros p_0^* , $\lambda(0)$, r , β , P_0 , ξ e k do modelo adotado em relação ao processo de variação volumétrica do solo em resposta ao efeito do rebaixamento do nível freático. Análises paramétricas foram conduzidas promovendo-se variações individuais nos valores de cada parâmetro avaliado, mantendo-se os demais parâmetros com seus valores originais. Os parâmetros p_0^* , $\lambda(0)$ e k demonstraram uma influência significativa na resposta da variável deformação e no comportamento dos deslocamentos desenvolvidos na superfície do maciço. Por outro lado, os parâmetros r , β e P_0 apresentaram uma baixa influência no comportamento volumétrico observado. A avaliação do parâmetro ξ foi comprometida pela condição de contorno inicial de pressões aplicada ao modelo, ainda assim os resultados obtidos evidenciaram uma relevante influência da massa de água retirada do solo no comportamento dos recalques desenvolvidos na superfície do terreno.

Palavras-Chave: talude rodoviário, solo não saturado, deformação, Modelo Básico de Barcelona, elementos finitos.

ABSTRACT

The understanding of the dynamics and knowledge of the magnitude of deformations in engineering structures play a fundamental role in choosing project designs, directly impacting their feasibility, safety, and lifespan. This study investigates through numerical experiments, the hydro-mechanical (HM) behavior along the geotechnical profile of a highway slope and the settlements developed on the road surface resulting by the changes in the stress state due to a water table lowering process carried out to enable the construction of an underground crossing. The slope is characterized by a compacted fill with an upper portion of unsaturated soil and an underlying saturated layer. The experiments were conducted by using the Barcelona Basic Model (BBM) through the CODE_BRIGTH program, that allow for a fully coupled treatment of the problem. To provide simulate a represented stress state of the field condition, initial and boundary conditions were defined and applied to the model: a distributed load, simulating the traffic load on the highway; a flow condition representing matric suction on the fill slope surface; pressure condition along the soil profile representing the distribution of water interstitial pressures and the initial position of the water table; pressure applied to drains installed in the slope, simulating the vacuum suction pressure responsible for the water table lowering process. As a contribution to the analysis of the slope's HM behavior, the variables degree of saturation, liquid pressure, vertical displacement, and vertical deformation were selected. The influence of the p_0^* , $\lambda(0)$, r , β , P_0 , ξ e k parameters of the model on the soil volumetric changes in response to the water table lowering was evaluated along the depth of the slope fill. Parametric analyses were conducted by individually varying the values of each evaluated parameter while keeping the other parameters at their original values. The p_0^* , $\lambda(0)$ e k parameters showed a significant influence on the deformation response and the behavior of settlements reflected to the ground surface. The r , β e P_0 parameters had a low influence on the observed soil volumetric changes behavior. The evaluation of the ξ parameter influence was compromised by the initial boundary condition imposed to the model; however, the simulations results highlighted the significant influence of water mass removal from soil in intensities of settlements reflected on the ground surface.

Keywords: road slope, unsaturated soil, settlement, Barcelona Basic Model, finite element modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Distribuição da pressão da água intersticial em um perfil de solo	5
Figura 3.2 – Curva de retenção típica de um solo	7
Figura 3.3 – Formato das curvas de retenção típicas para cada tipo de solo	8
Figura 3.4 – Curva de carregamento x recalque.....	11
Figura 4.1 – Superfície de escoamento do modelo BExM no plano (p, s)	16
Figura 4.2 – Resumo dos mecanismos de interação entre micro e macroporos.....	17
Figura 5.1 – Representação esquemática de um material poroso não saturado.....	18
Figura 6.1 – Variação do volume específico com a tensão líquida média e sucção ao longo de trajetória de compressão virgem e de descarregamento e recarregamento	23
Figura 6.2 – Relação entre as tensões de pré-adensamento p e p_0 *: (a) curvas de compressão para solos saturados e não saturados; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano (p, s)	24
Figura 6.3 – Curvas de plastificação Loading Collapse (LC)	26
Figura 6.4 – Curvas de plastificação no espaço p, q, s	29
Figura 6.5 – Vista tridimensional das superfícies de plastificação no espaço de tensões p, q, s	30
Figura 6.6 – Condição k_0 no espaço de tensões (p, q)	31
Figura 7.1 – Localização dos municípios de Marília, Bauru e São Paulo (capital paulista) em relação ao mapa do estado de São Paulo	33
Figura 7.2 – Condição geotécnica do maciço na região da frente de escavação.....	34
Figura 7.3 – Vista lateral do terrapleno onde verifica-se uma porção de solo não saturado na região superior e outra saturada na parte inferior	35
Figura 7.4 – Perfil geotécnico característico do terrapleno, posição inicial do nível d'água, drenos e projeção do bueiro metálico a ser implantado	36
Figura 7.5 – Distribuição das entidades tectono-estratigráficas do Estado de São Paulo com destaque às unidades litoestratigráficas na região compreendida entre os municípios de Bauru – SP e Marília – SP....	37
Figura 8.1 – Curva granulométrica do solo do aterro	42
Figura 8.2 – Perfis de sondagens a percussão SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04.....	44
Figura 8.3 – Levantamento planialtimétrico cadastral, locação das sondagens SPT e seção de análise	45
Figura 8.4 – Perfil geológico-geotécnico definido representativo do modelo	45
Figura 8.5 – Geometrias das malhas de elementos finitos submetidas a testes de convergência	46
Figura 8.6 – Resultados dos testes de convergência de malhas.....	47
Figura 8.7 – Geometria, malha e condições de contorno do modelo.....	48
Figura 8.8 – Evolução temporal do grau de saturação no perfil do terrapleno	52
Figura 8.9 – Evolução temporal das pressões do líquido nos poros do solo do terrapleno.....	53

Figura 8.10 – Evolução temporal das tensões cisalhantes no perfil do terrapleno.....	54
Figura 8.11 – Evolução temporal das deformações verticais no perfil do terrapleno	55
Figura 8.12 – Evolução temporal dos deslocamentos verticais do solo no perfil do terrapleno	56
Figura 8.13 – Localização dos pontos selecionados para análises das trajetórias de tensões.....	57
Figura 8.14 – Curvas LC resultantes para variações do parâmetro p_0^*	58
Figura 8.15 – Evolução temporal do parâmetro p_0^* ao longo da profundidade do aterro durante o processo de rebaixamento do nível d'água.	60
Figura 8.16 – Trajetórias de tensões monitoradas ($p_0^* = 0,015$ MPa).....	61
Figura 8.17 – Trajetórias de tensões monitoradas ($p_0^* = 0,025$ MPa).....	62
Figura 8.18 – Trajetórias de tensões monitoradas ($p_0^* = 0,035$ MPa).....	63
Figura 8.19 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro p_0^*	64
Figura 8.20 – Curvas LC resultantes para variações do parâmetro $\lambda(0)$	65
Figura 8.21 – Trajetórias de tensões para $\lambda(0) = 0,10$	66
Figura 8.22 – Trajetórias de tensões para $\lambda(0) = 0,15$	67
Figura 8.23 – Trajetórias de tensões para $\lambda(0) = 0,20$	68
Figura 8.24 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro $\lambda(0)$	69
Figura 8.25 – Curvas $\lambda(s)$ x Sucção, para variações do parâmetro r	70
Figura 8.26 – Trajetórias de tensões para $r = 0,50$	71
Figura 8.27 – Trajetórias de tensões para $r = 0,68$	72
Figura 8.28 – Trajetórias de tensões para $r = 0,90$	73
Figura 8.29 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro r	74
Figura 8.30 – Curvas $\lambda(0)$ x Sucção, para variações do parâmetro β (MPa ⁻¹)	75
Figura 8.31 – Trajetórias de tensão para $\beta = 10$ MPa ⁻¹	76
Figura 8.32 – Trajetórias de tensão para $\beta = 20$ MPa ⁻¹	77
Figura 8.33 – Trajetórias de tensão para $\beta = 30$ MPa ⁻¹	78
Figura 8.34 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro β (MPa ⁻¹)	79
Figura 8.35 – Curvas de retenção de água caracterizadas pelos diferentes valores do parâmetro P_0	81

Figura 8.36 – Trajetórias de tensão para $P_0 = 1,50$ kPa	82
Figura 8.37 – Trajetórias de tensão para $P_0 = 2,50$ kPa	83
Figura 8.38 – Trajetórias de tensão para $P_0 = 3,50$ kPa	84
Figura 8.39 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro P_0	85
Figura 8.40 – Curvas de retenção de água caracterizadas pelos diferentes valores do parâmetro ξ	86
Figura 8.41 – Trajetórias de tensão para $\xi = 0,30$	87
Figura 8.42 – Trajetórias de tensão para $\xi = 0,50$	88
Figura 8.43 – Trajetórias de tensão para $\xi = 0,70$	89
Figura 8.44 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro ξ	91
Figura 8.45 – Trajetórias de tensão para $k = 1E-11$ m ²	93
Figura 8.46 – Trajetórias de tensão para $k = 1E-12$ m ²	94
Figura 8.47 – Trajetórias de tensão para $k = 1E-13$ m ²	95
Figura 8.48 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro k	96
Figura 8.49 – Vazão (kg/s) x tempo ($t = 0$ dias a $t = 1$ dia) resultantes para as permeabilidades $k = 1E-11$ m ² , $k = 1E-12$ m ² e $k = 1E-13$ m ²	97
Figura 8.50 – Vazão (kg/s) x tempo ($t = 0$ dias a $t = 30$ dia) resultantes para as permeabilidades $k = 1E-11$ m ² , $k = 1E-12$ m ² e $k = 1E-13$ m ²	97
Figura 8.51 – Deslocamentos resultantes das variações dos parâmetros p_0 *, $\lambda(0)$, r , β , P_0 , ξ e k	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 6.1 – Equações constitutivas	20
Tabela 8.1 – Porcentagem granulométrica e limites de consistência do material do aterro	43
Tabela 8.2 – Índices físicos do material do aterro	43
Tabela 8.3 – Parâmetros do modelo BBM – Solo 1	49
Tabela 8.4 – Parâmetros do modelo Linear Elástico – Solo 2 e Solo 3	49
Tabela 8.5 – Parâmetros da curva de retenção e da permeabilidade relativa da fase líquida	50
Tabela 8.6 – Parâmetros de permeabilidade intrínseca	50
Tabela 8.7 – Parâmetros e respectivos valores atribuídos nas análises paramétricas	51
Tabela 8.8 – Deslocamentos resultantes das variações dos parâmetros mecânicos p_0^* , $\lambda(0)$, r e β	98
Tabela 8.9 – Deslocamentos resultantes das variações dos parâmetros hidráulicos P_0 , ξ e k	98

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVOS	3
2.1	Objetivo geral	3
2.2	Objetivo específico	3
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1	Solos não saturados	4
3.2	Sucção no solo.....	5
3.3	Retenção de água no solo	6
3.4	Assentamentos do solo – fatores influenciadores	9
4	MODELOS CONSTITUTIVOS	13
4.1	Mohr-Coulomb	13
4.2	Cam-Clay / Cam-Clay Modificado.....	14
4.3	Modelo Básico de Barcelona (BBM)	14
4.4	Outros modelos constitutivos.....	15
4.4.1	BEXM	15
5	CODE_BRIGHT.....	18
6	EQUAÇÕES GOVERNANTES.....	19
6.1	Equações de balanço	19
6.2	Equações constitutivas hidráulicas	20
6.2.1	Lei de Darcy.....	21
6.2.2	Curva de retenção	21
6.2.3	Permeabilidade Relativa	21
6.2.4	Densidade da fase líquida.....	21
6.3	Modelos constitutivos tensão-deformação.....	22
6.3.1	Modelo linear elástico.....	22
6.3.2	Modelo Básico de Barcelona (BBM)	22
6.4	Condições de contorno e iniciais	32
7	MATERIAIS E MÉTODOS	33
7.1	Local de estudo	33
7.2	Caracterização geológica	36
7.3	Materiais	38
7.3.1	Levantamento topográfico	38
7.3.2	Dados geotécnicos	38
7.3.3	Sobrecarga na rodovia.....	38
7.3.4	Drenos	39
7.4	Método de desenvolvimento.....	39
7.4.1	Pré-processo	39
7.4.2	Processamento do modelo	40
7.4.3	Pós-processamento.....	41

8	ANÁLISES E RESULTADOS.....	42
8.1	Ensaio de investigação geotécnica	42
8.2	Modelagem do talude	44
8.2.1	Geometria do problema.....	44
8.2.2	Definição da malha de elementos finitos.....	46
8.2.3	Condições iniciais e de contorno.....	47
8.3	Parâmetros dos modelos constitutivos	49
8.4	Análise paramétrica.....	50
8.4.1	Variações dos parâmetros mecânicos p_0 , $\lambda(0)$, r e β	57
8.4.2	Variações dos parâmetros hidráulicos P_0 , ξ e k	80
8.4.3	Resultados dos deslocamentos na superfície da rodovia.....	98
9	CONCLUSÃO	99

1 INTRODUÇÃO

As deformações desenvolvidas nos solos consistem em um dos aspectos mais importantes na área de projetos geotécnicos. A manifestação das deformações está relacionada à ocorrência de variações no estado de tensões dos solos. O conhecimento da magnitude das deformações é de grande importância para a prevenção de situações indesejadas e tomadas de decisões quanto a definições de concepções e metodologias construtivas em projetos de engenharia, visando a segurança e vida útil das obras e dos empreendimentos. A ocorrência de recalques excessivos pode resultar em problemas significativos como o abatimento do terreno, surgimento de fissuras e trincas e esforços indesejados, entre outros problemas.

Em diversas situações, os problemas de recalques são tratados com base na teoria da mecânica dos solos clássica, desenvolvida com base na observação do comportamento de solos sedimentares típicos de regiões de clima temperado tomando-se a hipótese do solo ser um sistema estrutural bifásico, constituído por partículas sólidas e água (FREDLUND; RAHARDJO, 1993; VILAR, 2004). No entanto são encontrados em várias regiões do planeta com clima árido, semiárido e tropical a presença de perfis de solos não saturados os quais apresentam comportamentos peculiares inerentes a sua formação pedológica, afetados por atributos morfológicos, físicos, climáticos, químicos e mineralógicos. Estes fatores podem influenciar significativamente o comportamento HM dos solos. Nos solos não saturados, as variáveis representativas do estado de tensões influenciam o seu comportamento HM, comandando a intensidade das deformações (RODRIGUES, 2007). Alonso; Gens; Hight (1987) destacam a importância da variável sucção matricial pela sua forte influência no comportamento mecânico desses solos. A sucção matricial está relacionada com a quantidade de água presente no solo. Variações da quantidade de água na estrutura do solo podem ocorrer naturalmente por processo de umedecimento e secagem em decorrência da sazonalidade climática anual ou por ações antrópicas. A curva característica de retenção de água no solo é um importante instrumento que permite relacionar a sucção matricial com a quantidade de água presente no solo (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2018). Inúmeros estudos discutem o tema de recalques ou variações volumétricas desenvolvidas na superfície do solo em diversos contextos geotécnicos, destacando-se: carregamentos da superfície do solo (ABED; VERMEER, 2009; OH; VANAPALLI, 2018; VANAPALLI; MOHAMED, 2013); escavações de túneis (PUJADES et al., 2014; YOO, 2016; ZHENG; HATAMI; MILLER, 2017); bombeamentos de águas subterrâneas (HSI; CARTER; SMALL, 1994); colapso do solo por alteração do grau de saturação decorrente da infiltração de águas pluviais ou elevação do nível d'água (KAWAI et al., 2007; LE et al., 2013; RODRIGUES, 2007; RODRIGUES; SOARES; SANCHEZ, 2021; VILAR; RODRIGUES, 2011); saturação diferencial em solos expansivos (SÁNCHEZ et al., 2014). Poucos estudos abordam o comportamento da variação volumétrica dos solos não saturados no tocante à ocorrência de recalques causados pela alteração do estado de tensão do solo devido às variações do nível d'água. Em obras de engenharia esta situação ocorre com frequência quando se necessita, por motivos executivos, promover o rebaixamento do lençol freático.

Os avanços na tecnologia da computação tornaram altamente viáveis a utilização de programas de simulações numéricas para representar e reproduzir o comportamento físico de problemas de engenharia de

forma bastante precisa e eficiente. Os programas baseados em Métodos de Elementos Finitos (MEF) e Métodos de Diferenças Finitas são amplamente difundidos para simular o comportamento termo-hidro-mecânico (THM) de obras geotécnicas e utilizados tanto pela comunidade acadêmica quanto comercial. Dentre os programas disponíveis para solução de problemas de tensão-deformação, são bastante conhecidos e utilizados os *softwares* da Rocscience (RS2), do GeoStudio (SIGMA/W), da Bentley (PLAXIS), da Itasca (FLAC2D/3D) e o CODE_BRIGHT (ABED; VERMEER, 2009; HAN et al., 2014; LE et al., 2013; OH; VANAPALLI, 2018; RODRIGUES; SOARES; SANCHEZ, 2021; ZHENG; HATAMI; MILLER, 2017). Ocorre que muitos destes *softwares* não dispõem de modelos constitutivos capazes de prever o comportamento dos solos não saturados frente às variações das variáveis de estado de tensão. Por esse motivo, é comum encontrar simulações tensão-deformação de problemas geotécnicos sem as devidas considerações pertinentes ao comportamento dos solos não saturados. Utilizando-se de equações de balanço, condições de contorno iniciais, restrições de equilíbrio e modelos constitutivos capazes de capturar os principais fenômenos do meio, o programa CODE_BRIGHT possui grande capacidade de tratar problemas THM de forma totalmente acoplada, reproduzindo de maneira representativa e precisa, o comportamento dos solos não saturados.

Este trabalho tem por objetivo avaliar por meio de simulação numérica, o comportamento de um talude de aterro rodoviário frente às deformações volumétricas que ocorrem ao longo do seu perfil geotécnico (com porção superior não saturada) por mudanças no estado de tensão do solo resultantes do efeito do rebaixamento do nível d'água. Avaliar-se-á os resultados dos deslocamentos na superfície do terrapleno em relação aos distintos estados de tensão aplicados ao solo através da variação das suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Contudo, pretende-se obter com a pesquisa, resultados quantitativos que permitam identificar a relevância dos parâmetros do modelo em relação ao comportamento HM do maciço, sendo estas informações de suma importância para nortear tomadas de decisões mais embasadas e assertivas, e levar informações práticas que permitam racionalizar processos executivos de obras de engenharia correlatas.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

A pesquisa tem como objetivo geral estudar por meio de simulações numéricas o comportamento de um talude rodoviário no tocante aos mecanismos das variações volumétricas desenvolvidas ao longo do seu perfil geotécnico, decorrentes da alteração do estado de tensões do solo em razão de um processo de rebaixamento do nível d'água.

2.2 Objetivo específico

Os objetivos específicos da pesquisa são:

1. Simular numericamente o comportamento das variações volumétricas ao longo do perfil do solo e dos deslocamentos desenvolvidos na superfície do maciço em relação à influência da sucção aplicada aos drenos e ao efeito do rebaixamento do nível freático.
2. Estudar por meio de experimentos numéricos a influência dos parâmetros do modelo HM no comportamento do maciço no tocante às características das deformações volumétricas e dos deslocamentos desenvolvidos.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Solos não saturados

Apesar de antiga, a relação do homem com o solo na construção civil se baseou por muito tempo em conhecimentos empíricos. A Mecânica dos Solos pode ser classificada como uma ciência recente, fundamentada em teorias propostas por Terzaghi que simplificam o solo a um sistema bifásico composto por uma fase sólida granular e uma fase fluida. A Mecânica dos Solos clássica é baseada no princípio das tensões efetivas, e teve como base a observação de solos sedimentares em regiões de clima temperado, onde a condição saturada é frequentemente considerada como crítica (VILAR, 2021). A simplificação assumida na modelagem dos solos no âmbito da Mecânica dos Solos clássica se deve à dificuldade em descrever a influência da água no comportamento mecânico dos solos parcialmente saturados. Entretanto, em regiões de clima árido, semiárido e tropical, é comum a presença de perfis de solos não saturados que se caracterizam por apresentar baixa umidade nos horizontes subsuperficiais, aspecto que os confere comportamentos peculiares em relação às suas características mecânicas e hidráulicas. Em uma grande parcela do território brasileiro, de clima tropical, significativos horizontes de solos não saturados encontram-se sob os efeitos da sazonalidade climática anual, marcada por estações chuvosas e quentes, e longos períodos de estiagem, que influenciam seu comportamento HM.

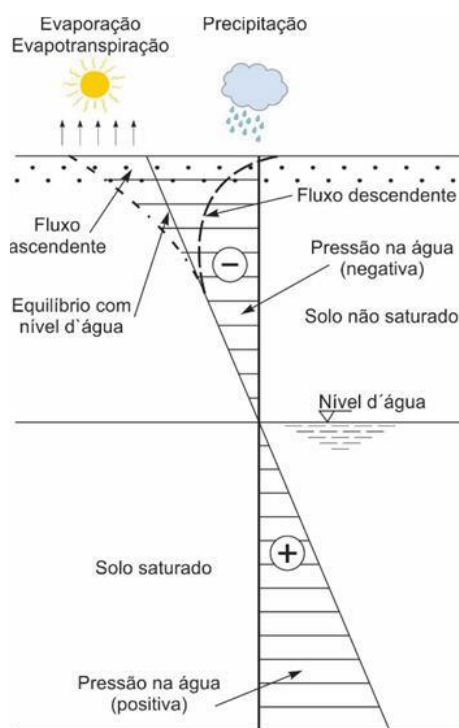
Variadas obras de engenharia são instaladas sobre perfis de solos não saturados, a exemplo de obras de fundações, escavações subterrâneas, cortes e aterros em rodovias e ferrovias, obras de barragens etc. Estas obras impõem ao solo diferentes níveis de esforços, que associados aos efeitos climáticos, manifestam comportamentos particulares frente à resistência ao cisalhamento, a condutividade hidráulica e a variação volumétrica. Entretanto, a teoria da Mecânica dos Solos clássica não permite descrever de maneira representativa os comportamentos particulares dos solos não saturados. Diante da necessidade de compreender o comportamento desses solos visando propor metodologias construtivas mais assertivas e econômicas, bem como garantir níveis de segurança aceitáveis e uma vida útil adequada às obras, surgiu a demanda pela criação de novos conceitos e teorias aptas a descrever de forma mais realista e precisa o seu desempenho. O contexto levou ao desenvolvimento da Mecânica dos Solos Não Saturados.

O advento da pesquisa sobre os solos não saturados foi marcado pela busca de diversos pesquisadores (BISHOP, 1959; BISHOP; BLIGHT, 1963; CRONEY; COLEMAN; BLACK, 1958; JENNINGS, 1961; JENNINGS; BURLAND, 1962; LAMBE, 1960; RICHARDS, 1966) em desenvolver expressões que descrevessem a tensão efetiva de maneira a representar o comportamento desses solos. Embora algumas dessas expressões tenham sido capazes de descrever de maneira aceitável as características de resistência desses solos, elas apresentaram limitações na descrição do seu comportamento frente à previsão de variações volumétricas. Posteriormente, o princípio de superfícies de estado foi incorporado à mecânica dos solos não saturados (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977), permitindo a avaliação do estado de tensões do solo valendo-se da definição de variáveis de estado independentes.

O perfil hipotético ilustrado na Figura 3.1 apresenta possíveis variações da pressão na água ao longo da profundidade de um solo. Em sua porção inferior, abaixo do nível d'água, o solo encontra-se saturado estando

os poros totalmente preenchidos por água. Nesta região as pressões na água são positivas e linearmente crescentes com a profundidade. Na porção localizada acima do nível d'água (também conhecida por zona vadosa), destacam-se duas regiões denominadas franja capilar e zona ativa, onde as pressões na água são negativas e decrescentes de forma linear com a profundidade, em condição de equilíbrio hidrostático. A franja capilar caracteriza-se por uma zona acima do nível d'água que permanece saturada por efeito da ascensão capilar nos poros, estendendo-se de forma dependente das características do tipo do solo. Acima da franja capilar localiza-se a zona ativa, que consiste numa região onde o solo encontra-se parcialmente saturado com grau de saturação variável ao longo de seu perfil. A variação do grau de saturação está relacionada ao fluxo de água no solo que tenderá ao equilíbrio hidrostático. O efeito de variações climáticas naturais provoca alterações do conteúdo de água presente no solo, requerendo um novo equilíbrio. Associado ao efeito das variações climáticas, o umedecimento do solo condicionado pela ocorrência de precipitações promove reduções nas pressões negativas da água, enquanto a secagem, associada à evaporação/evapotranspiração estabelece aumento destas pressões negativas.

Figura 3.1 – Distribuição da pressão da água intersticial em um perfil de solo



Fonte: Villar (2021)

3.2 Sucção no solo

Os movimentos da água no meio físico podem ser caracterizados por um estado de energia. A energia é comumente classificada em duas parcelas: a cinética, associada à sua velocidade; e a potencial, relacionada à sua posição em relação a um campo de forças. Em meios porosos como nas estruturas dos solos, o movimento da água ocorre a baixas velocidades e a parcela cinética da energia total torna-se desprezível em

relação as parcelas da energia potencial. No entanto, o fluxo da água em um sistema poroso de solo é regido pela energia potencial total (MIQUELETTTO, 2007). Mesmo em solos parcialmente saturados, a água intersticial possui a capacidade de fluir através de sua estrutura. O equilíbrio intersticial hídrico nos solos está relacionado ao equilíbrio das forças que atuam sobre as moléculas de água (capilares e de adsorção) e à concentração de solutos presente no solo. O desequilíbrio destas forças provoca a ocorrência de fluxos gerando diferenças de potenciais à água, fenômeno que gera a movimentação e o rearranjo das moléculas de água de modo a estabelecer um novo equilíbrio hídrico. A tendência de fluxo da água no solo segue um gradiente de energia potencial total, ou seja, ocorre da região de maior energia para a região de menor energia (LIBARDI, 2005).

O conceito de sucção no solo e o conhecimento quanto sua variação frente a quantidade de água intersticial existente é de suma importância para a avaliação do comportamento dos solos não saturados. A sucção pode ser descrita, segundo Ridley e Wray (1996), como a energia por unidade de volume necessária para que o solo retenha água livre presente no meio. A retenção pode se dar por meio da ação de forças capilares, de adsorção, e da concentração de solutos. Marinho (2005) e Rodrigues (2007) destacam que a aversez do solo pela água depende fundamentalmente da sua mineralogia, massa específica, distribuição dos poros e umidade.

A sucção total no solo é definida pela soma das componentes matricial e osmótica (s_{os}), conforme apresentada pela Equação (3.1). A parcela de sucção matricial é descrita pela diferença da pressão de ar e da pressão de água.

$$s = s_m + s_{os} = (u_a - u_w) + \pi = (P_g - P_l) + \pi \quad (3.1)$$

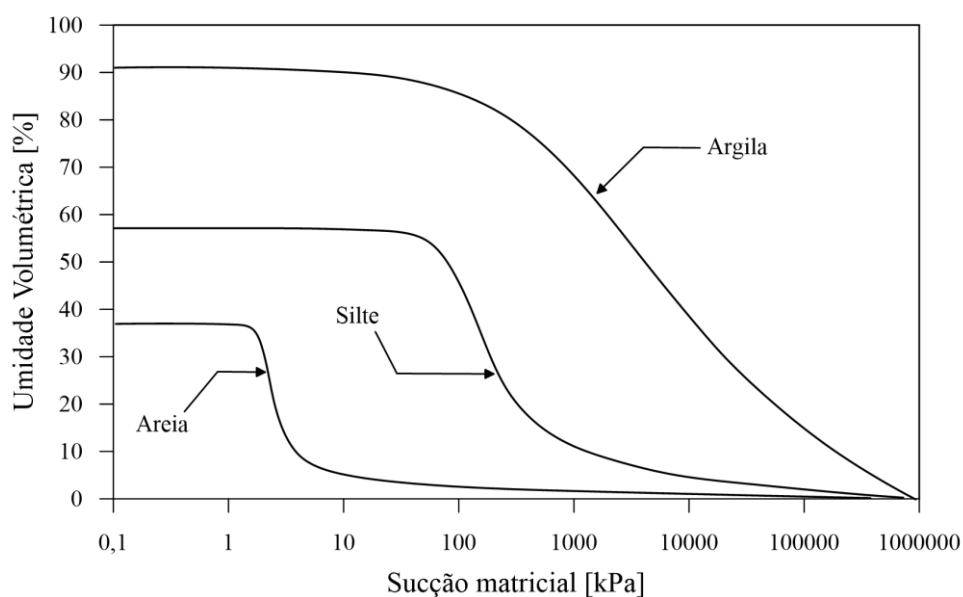
onde, s é a sucção total; s_m é parcela de sucção matricial; s_{os} ou π é a parcela de sucção osmótica; u_a ou P_g é a pressão de ar ou pressão de gás; u_w ou P_l é a pressão de água ou pressão de líquido. O desenvolvimento da Equação (3.1) pode ser encontrado com maiores detalhes em Vilar (2021).

3.3 Retenção de água no solo

Para a análise do comportamento dos solos não saturados é imprescindível o conhecimento da quantidade de água intersticial presente em sua estrutura e a caracterização do solo quanto a capacidade de retenção de água. A capacidade de um solo reter água está relacionada ao seu estado de energia, expresso por meio da variável de estado sucção associada ao respectivo valor de quantidade de água (VANAPALLI; FREDLUND; PUFAHL, 1999). A relação entre a sucção e a quantidade de água presente no solo é descrita por meio da curva de retenção (*Retention Curve ou Soil Water Characteristic Curve*, SWCC), onde normalmente a sucção é apresentada em termos da sucção total ou matricial e a quantidade de água no solo é expressa pelas variáveis grau de saturação ($S_r = V_w/V_v$), umidade volumétrica ($\theta = V_w/V$) ou umidade gravimétrica ($w = m_w/m_s$). A curva de retenção se mostra um importante instrumento na avaliação do comportamento dos solos não saturados. São encontrados na literatura, diversos estudos que se valem de parâmetros hidráulicos obtidos da SWCC para a realização de prognósticos geotécnicos do solo, a exemplo da obtenção de informações como

A capacidade de retenção de água dos solos está associada ao tipo de solo, ou seja, às características quanto a sua composição granulométrica, textura, mineralogia, índice de vazios, plasticidade, massa específica, histórico de tensões, histórico hídrico dentre outros (FREDLUND; PHAM, 2006; FREDLUND; XING, 1994; MALAYA; SREEDEEP, 2011), fato que influencia e reflete na forma geométrica de suas curvas de retenção. A capacidade de retenção de água dos solos compactados também possui relação com a sua condição de compactação (MALAYA; SREEDEEP, 2011; VANAPALLI; FREDLUND; PUFAHL, 1999). A Figura 3.3 ilustra, em termos de teor de umidade volumétrica e sucção matricial, diferentes formas de curvas de retenção de água, típicas de solos argilosos, siltosos e arenosos.

Figura 3.3 – Formato das curvas de retenção típicas para cada tipo de solo



Fonte: adaptado de Fredlund; Xing (1994)

Nas areias, a retenção de água é governada pelo efeito da capilaridade. Sua superfície específica e cargas elétricas são desprezíveis devido a dimensão dos grãos, no entanto o regime de adsorção que ocorre sob elevadas sucções não possui efeito prático. Nota-se para esses solos, uma baixa sucção no ponto de entrada de ar, condicionada pela dimensão dos poros. Os solos siltosos, por sua vez apresentarem granulometria mais fina em relação aos solos arenosos, sendo capazes de adsorver maior quantidade de água em gamas elevadas de sucção. Entretanto, a depender de sua granulometria e estrutura, esses solos apresentam maiores valores de sucção no ponto de entrada de ar. Por apresentarem elevada superfície específica e por sua propriedade elétrica, os solos argilosos se mostram mais ávidos ao armazenamento de água por adsorção. Esses solos registram elevados valores de sucção no ponto de entrada de ar (FREDLUND; XING, 1994; VANAPALLI; SILLERS; FREDLUND, 1998).

3.4 Assentamentos do solo – fatores influenciadores

A deformação de meios geológicos porosos como os solos, devido ao carregamento físico na superfície, é um fenômeno hidrogeomecânico bem conhecido que às vezes é chamado de consolidação ou recalque. A compreensão desse fenômeno é vital para projetos de fundações, pavimentos e outras estruturas de engenharia. Carregamentos atuantes que promovem uma tensão mecânica, induzem intrinsecamente a interação hidromecânica entre o fluxo de água subterrânea e o esqueleto sólido, promovendo alterações nas pressões intersticiais, induzindo variações volumétricas do meio poroso (KIM, 2000).

Na literatura são encontrados com frequência, relatos de assentamentos do solo resultantes do efeito da variação do nível freático. Tais ocorrências são apercebidas tanto em situações em que o lençol freático ascende (GATTINONI; SCESI, 2017; RODRIGUES, 2007; TZAMPOGLOU et al., 2023), quanto em casos em que seu rebaixamento ocorre (CHAI et al., 2004; SHI et al., 2007; XU et al., 2008, 2015; ZHANG et al., 2010). Os assentamentos ou recalques podem ser influenciados por uma variedade de parâmetros intrínsecos dos solos, que por sua vez, estão sujeitos a diversos fatores, a incluir o histórico geológico, características e composição granulométrica, condições climáticas do meio etc.

Saab (2016) realizou, no período de fevereiro a novembro de 2016, monitoramentos em campo da sucção no solo de Bauru – SP, realizando-se medidas a profundidades de 0,4, 0,9, 2, 3 e 5 m. O solo do local caracteriza-se por uma areia fina a média pouco argilosa, marrom avermelhado, compondo-se de cerca de 80% de areia, 15,6% de argila e 4,4% de silte. O autor faz um confronto dos resultados dos valores de sucção obtidos com dados de pluviometria monitorados no mesmo período pelo Instituto de Pesquisas Meteorológicas da UNESP – Bauru (IPMet), ressaltando a sensibilidade da sucção frente às precipitações pluviométricas. É destacada a ocorrência de perfis elevados de sucção na superfície do terreno em períodos de estiagem, com valores da ordem de 100 kPa à profundidade de 2 m e de 200 kPa às profundidades de 0,4 m e 0,9m. Durante períodos de precipitações, valores reduzidos de sucção foram registrados em toda a extensão do perfil do solo, chegando-se a valores da ordem de 10 kPa. Foi apontado também que a sucção a 3 e 5 m de profundidade é menos afetada pela precipitação do que na superfície do terreno. Considerando os valores médios, mínimos e máximos das sucções registradas, o autor fez uma previsão dos valores das tensões de pré-adensamento e do parâmetro de compressão elastoplástico do solo ao longo do perfil monitorado, por meio do BBM, evidenciando uma variabilidade temporal e espacial com a ocorrência de maiores variações na superfície do terreno e uma redução desta variabilidade ao longo da profundidade do perfil do solo. O autor destaca a importância da compreensão do comportamento do solo na condição não saturada em relação à concepção adequada de projetos geotécnicos nesses solos, a exemplo de situações em que as variações de umidade ou da sucção podem influenciar no seu comportamento de deformabilidade, com possibilidade de ocorrência de problemas como recalques.

Hsi; Carter; Small (1994) apresentaram um método numérico totalmente acoplado para a análise de subsidência do solo devido ao bombeamento de águas subterrâneas. Efeitos da influência do bombeamento na subsidência foram simulados e comparados pelos autores nas seguintes situações: (a) em que se assume que o lençol freático não é rebaixado à medida em que as águas subterrâneas são retiradas; (b) em que se

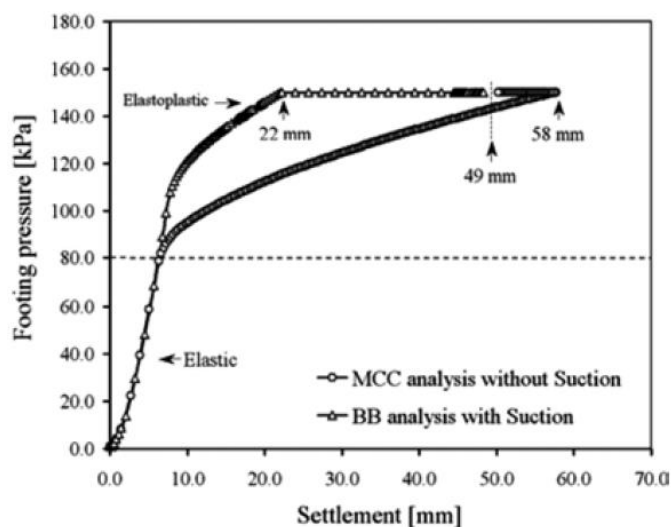
considera o rebaixamento do lençol freático. Os resultados da análise indicaram que o rebaixamento do lençol freático tem um efeito significativo na distribuição da pressão intersticial da água nos poros do solo e no efeito da subsidência. Os autores ressaltam que ignorar o efeito do rebaixamento do nível d'água pode levar a subestimações grosseiras dos recalques desenvolvidos na superfície. No entanto, o estudo não leva em consideração o comportamento de porções de solo em condição parcialmente saturada quando da ocorrência da variação do nível d'água.

Kim (2000) realizou simulações numéricas utilizando um modelo totalmente acoplado, abrangendo a flutuação do lençol freático e as deformações ocorridas em um perfil de solo parcialmente saturado submetido a um carregamento superficial. O autor menciona, diante dos resultados obtidos, que a zona não saturada acima do lençol freático possui efeitos significativos no comportamento de consolidação dos solos parcialmente saturados sob efeito de carregamento superficial. É colocado que a condição não saturada deve sempre ser devidamente considerada para se obter previsões mais rigorosas e realistas das mudanças da pressão intersticial e dos deslocamentos do solo induzidos pelo carregamento superficial.

Yoo (2016) apresentou os resultados de um estudo paramétrico sobre o assentamento superficial do terreno induzido pelo rebaixamento do lençol freático durante a construção de túneis em um perfil de solo saturado. Para a análise, um modelo de elementos finitos tensão-poro-pressão foi adotado. Uma análise de sensibilidade baseada em rede neural artificial foi empregada para obter informações sobre a relevância dos parâmetros analisados ao fenômeno investigado. Os casos de tunelamento analisados referem-se a projetos de extensão do metrô de Seoul. Os resultados indicaram que os principais fatores de influência no desenvolvimento do recalque são a espessura e a rigidez da camada de solo dentro da zona de rebaixamento e a permeabilidade do revestimento, enquanto o índice de vazios inicial e a permeabilidade da camada de solo foram considerados fatores de influência secundários.

Abed; Vermeer (2009) conduziram simulações numéricas para a análise do comportamento de uma fundação rasa apoiada em um solo não saturado (posição do lençol freático na profundidade de 2 m abaixo da sapata). As simulações foram realizadas utilizando-se o Modelo Básico de Barcelona (BB), implementado no programa PLAXIS (VERMEER; BRINKGREVE, 1995). O experimento também foi feito para a condição saturada do solo (posição do lençol freático na superfície do terreno), por meio do modelo Cam Clay Modificado (MCC). Os resultados do estudo indicaram a influência significativa da sucção na rigidez do solo, tornando-o mais rígido quando comparado ao comportamento sem a presença da sucção. A Figura 3.4 ilustra as curvas de carga-recalque obtidas para os modelos MCC e BB. Nota-se que as curvas calculadas por ambos os modelos são coincidentes no trecho elástico, até a carga de 80kPa, que corresponde à tensão de cedência do solo. Verifica-se no trecho elastoplástico, uma diferença considerável entre os recalques obtidos pelo modelo BB e pelo modelo MCC. De fato, a análise pelo modelo MMC produziu recalques muito maiores do que o modelo BB, que leva em consideração o efeito do estado de tensão do solo, influenciado pela sucção. Os resultados dos experimentos mostram que os assentamentos são tremendamente superestimados quando a sucção não é levada em consideração.

Figura 3.4 – Curva de carregamento x recalque



Fonte: Abed; Vermeer (2009)

Sánchez et al. (2014) estudaram problemas geomecânicos típicos observados em aterros e subleitos de ferrovias do Texas relacionados a fatores como a heterogeneidade das propriedades dos solos, que desencadeiam teores de umidade não homogêneos proporcionando zonas com diferentes intensidades de sucção matricial, levando à ocorrência de deformações não uniformes e consequentes recalques diferenciais. Os autores destacam como prováveis razões, a variação da sucção matricial ao longo do perfil de solo, relacionada a feições topográficas que contribuem para acúmulos de água e a presença de árvores que proporcionam uma absorção da água em zonas radiculares de influência. Apontam que rachaduras ou fendas ocorridas durante o processo de umedecimento e secagem das argilas afetam as propriedades mecânicas e hidráulicas do solo, favorecendo o movimento vertical da água e estendendo a influência da denominada ‘zona ativa’ das argilas expansivas. Assinalam ainda a formação dos chamados bolsões de lastro que ocorrem principalmente em regiões com argilas moles, onde deformações plásticas são desenvolvidas sob o efeito de carregamentos dinâmicos. São então propiciadas condições de retenção de água induzindo a saturação dos solos subjacentes ao subleito. Como consequência, cavidades se formam e um círculo vicioso de novas infiltrações é estabelecido, resultando no aumento das cavidades e o surgimento de novas. Também ressaltam a ocorrência de rupturas progressivas de cisalhamento (geralmente no subleito) por ação de cargas dos trens sob regiões com sobreposição de camadas de diferentes durezas (mais moles e mais rígidas). Como possíveis soluções, algumas técnicas de caráter não destrutivas são apresentadas, a exemplo de colunas *soil mixing*, colunas de brita, microestacas e tratamentos químicos.

Os pesquisadores destacam a importância dos modelos numéricos como ferramenta de grande utilidade na compreensão de fenômenos geotécnicos e do comportamento do sistema perante a influência de diferentes parâmetros dos materiais. Visando simular o comportamento hidromecânico do talude da ferrovia diante da influência de fenômenos atmosféricos, uma simulação numérica acoplada foi realizada por meio do programa CODE_BRIGTH, que incorpora modelos constitutivos específicos para tratar problemas em meios porosos não saturados, e extensões que descrevem o comportamento de argilas expansivas. Ao modelo foram

aplicadas condições de contorno (por um período 30 dias) para simulação do comportamento hidromecânico da ferrovia de maneira a simular o empoçamento de água na face esquerda (lâmina d'água de 0,50m de altura e sucção considerada zero) e o efeito de secagem na face direita (sucção de 40 MPa, correspondente a uma umidade relativa de cerca de 75%). A distribuição dos deslocamentos verticais e do grau de saturação, ao final da análise, foram avaliados pelos autores. Quanto aos deslocamentos, foi observado um assentamento considerável no lado direito e um efeito de expansão no lado esquerdo talude da ferrovia. Com base na distribuição do grau de saturação ao longo do perfil do solo, os autores verificaram que o lastro se encontrava praticamente seco e que a argila possuía grau de saturação bastante elevado, notando-se uma diferença de saturação da face submetida ao efeito do empoçamento e da face sob o efeito da sucção. A observação da evolução temporal dos deslocamentos verticais em ambos os lados do aterro evidenciou recalques diferenciais ao final da análise. Os autores atribuem os recalques diferenciais à ocorrência de processos não homogêneos de umedecimento e secagem do solo. O estudo mostrou também a capacidade do modelo numérico acoplado quanto a simulação hidromecânica do comportamento do solo analisado.

4 MODELOS CONSTITUTIVOS

Desde o início da Mecânica dos Solos Clássica, é constatada a utilização de teorias como a da Elasticidade e da Plasticidade na engenharia geotécnica para a solução de problemas de deformação e ruptura. A teoria da elasticidade apresenta resultados que se distanciam do comportamento real dos solos. Entretanto os solos apresentam uma parcela irreversível de deformações e requerem para uma formulação constitutiva mais realista, a utilização dos conceitos da plasticidade em conjunto com a elasticidade. A Plasticidade trata-se da teoria constitutiva que estuda os materiais elastoplástico na qual o domínio elástico é separado do domínio plástico por uma superfície de plastificação.

A partir do ano de 1950, avanços significativos no tocante ao desenvolvidos de modelos constitutivos que buscaram descrever o comportamento mecânicos dos solos ocorreram. Destacam-se aqui alguns modelos elastoplásticos: Mohr-Coulomb, Cam-Clay, Cam-Clay Modificado, Modelo Básico de Barcelona (BBM).

4.1 Mohr-Coulomb

O critério de Mohr-Coulomb consiste no modelo de falha mais difundido na engenharia geotécnica. Este modelo de resistência é requerido por muitos métodos e programas de análises geotécnicas. Segundo Labuz e Zang (2012), o critério de Mohr-Coulomb consiste numa superfície de falha de um material isotrópico definida no espaço (τ, σ) , onde τ é a tensão de cisalhamento e apresenta-se em função da tensão normal σ atuante no plano, o que permite escrever:

$$\tau = f(\sigma) \quad (4.1)$$

O critério de Mohr-Coulomb pode ser considerado como uma contribuição de Mohr e Coulomb. A condição de Mohr é baseada na suposição de que a falha depende apenas das tensões principais maior (σ_1) e menor (σ_3), e a superfície de falha pode apresentar-se de forma linear ou não linear. A condição de Coulomb é baseada em uma superfície de falha linear para determinação dos valores críticos de σ e τ que causará a falha. A superfície de falha estabelecida por Coulomb, em termos de tensões efetivas, é expressa pela seguinte expressão:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (4.2)$$

onde, c' é a coesão, e ϕ' é o ângulo de atrito interno do material.

Construindo-se um círculo de Mohr tangente à superfície de falha e utilizando-se de relações trigonométricas, a Equação (4.2) pode ser descrita em termos de tensões principais na seguinte forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi' + 2c' \cos \phi' \quad (4.3)$$

4.2 Cam-Clay / Cam-Clay Modificado

Desenvolvido para a previsão do comportamento de solos, o Cam-Clay apresenta-se por um modelo elastoplástico com endurecimento isotrópico e potencial plástico, com fluxo associado, baseado na teoria dos estados críticos. O modelo foi desenvolvido por Roscoe, Schofield e Thurairajah (1963), pesquisadores da Universidade de Cambridge. Anos mais tarde, o método foi apresentado por Schofield e Wroth (1968) por meio da bibliografia *Critical State Soil Mechanics*. No mesmo ano Roscoe e Burland (1968) publicaram um trabalho modificando o modelo Cam-Clay, estendendo-o a um estado triaxial de tensões e deformações. Nesta versão, deformações elásticas de cisalhamento são consideradas e sua superfície de plastificação foi alterada passando a apresentar uma forma elipsoidal.

O modelo coincide com a função de plastificação, cujas relações tensão-deformação envolvem quatro parâmetros característicos do solo, sendo eles: λ – declividade da reta de compressão do trecho elastoplástico no plano $(\ln p, v)$; κ – declividade da reta de compressão ou expansão do trecho elástico no plano $(\ln p, v)$; G' – módulo de deformação cisalhante; e M – declividade da reta de estado crítico. Para alcançar uma melhor representatividade ao comportamento previsto para solos observados, várias modificações ao modelo Cam-clay vem sendo propostas (ALONSO; GENS; JOSA, 1990; LIU; CARTER, 2002; MAŠÍN, 2012; MAYNE, 1980; YU, 1998), dando origem ao desenvolvimento de modelos mais complexos.

4.3 Modelo Básico de Barcelona (BBM)

Considerado uma referência no âmbito da modelagem dos solos não saturados, o Modelo Básico de Barcelona (ALONSO; GENS; JOSA, 1990) foi fundamentado na teoria da plasticidade e dos estados críticos. Caracterizado como um modelo elastoplástico com endurecimento, este incorpora os efeitos do aumento da rigidez e da tensão de escoamento dos solos para incrementos de sucção, bem como o aumento do efeito do intercepto coesivo com o aumento da sucção matricial. Apresenta-se por uma extensão do modelo Cam-Clay modificado, englobando o efeito da sucção. A condição saturada passa a ser um caso particular do BBM, na qual a sucção se reduz a zero. Nesta condição, o BBM iguala-se ao Cam-Clay modificado.

O Modelo utiliza duas variáveis de tensão, sendo elas: a tensão líquida ($\sigma_m - P_g$) e a sucção matricial ($P_g - P_l$). O histórico de tensões e sucção também são levados em consideração pelo método. No entanto a deformação volumétrica depende não apenas do valor da tensão e da sucção como também de seu histórico. Para valores elevados de tensão e sucção, o solo pode deformar-se irreversivelmente, indicando-se limites a partir dos quais se têm deformações plásticas. Os autores definiram para o modelo, uma superfície de plastificação utilizando as seguintes variáveis de estado: tensão média líquida ($\sigma_m - P_g$), tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$), sucção matricial ($P_g - P_l$) e o índice de vazios (e). A superfície de plastificação é descrita em função das variáveis p_0 – tensão de pré-adensamento do solo para um valor de sucção igual a s ; p_s – parcela de efeito coesivo produzido por acréscimo de sucção; M – inclinação da projeção da linha de estados críticos

(LEC); p_0^* – tensão de pré-adensamento do solo na condição saturada; e s_0 – sucção de escoamento, ou seja, limite superior de sucção a partir do qual ocorreram deformações plásticas.

Dentre as potencialidades do modelo destaca-se sua capacidade em: reproduzir fenômeno de colapso de solos parcialmente saturados sob diferentes trajetórias de tensão e sucção; reproduzir fenômenos de expansão em solos moderadamente expansivos em diferentes trajetórias de tensão e molhagem; resolver problemas de compressibilidade e resistência de forma acoplada.

Algumas limitações do modelo também são evidenciadas, a destacar: a dificuldade em representar o comportamento de solos bastante expansivos; a dificuldade de resposta quanto ao surgimento de deformações de expansão plásticas ocorrentes em ciclos de molhagem e secagem; a dificuldade em descrever a relação entre deformações de expansão com a trajetória de tensão ocorrente e o estado inicial de tensões (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).

4.4 Outros modelos constitutivos

Frente às limitações dos modelos, pesquisas são continuadas em busca de aperfeiçoamentos e novos métodos mais avançados são desenvolvidos com o objetivo de promover simulações mais fiéis aos fenômenos e comportamentos físicos estudados.

4.4.1 *BEXM*

Gens e Alonso (1992) propõem uma base conceitual de extensão do Modelo Básico de Barcelona (BBM) para descrever o comportamento mecânico de argilas expansivas não saturadas. Os autores discretizam a estrutura do solo em um nível microestrutural onde ocorrem os fenômenos de expansão e contração das partículas dos argilominerais ativos, e outro macroestrutural responsável por rearranjos estruturais. O modelo prevê uma relação de acoplamento entre a micro e macroestrutura, considerando que deformações de expansão ou contração da microestrutura provocam deformações na macroestrutura do solo. Devido o modelo BBM ter sido criado para representar o comportamento da macroestrutura do solo, algumas premissas são assumidas pelos autores para a descrição do comportamento da microestrutura, sendo elas:

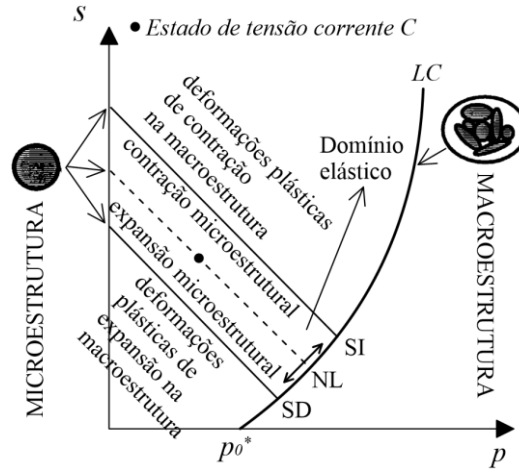
- a microestrutura do solo é admitida saturada e o conceito de tensões efetivas é válido (deformações microestruturais são governadas pela tensão efetiva);
- a microestrutura possui comportamento elástico;
- existe um equilíbrio mecânico, hidráulico e químico entre a micro e macroestrutura;
- a ocorrência de possíveis acúmulos de deformações elastoplásticas na macroestrutura em decorrência de deformações elásticas na microestrutura, resultante da relação de acoplamento entre a micro e macroestrutura.

O modelo prevê, no espaço de (p, s) , para o estado de tensão corrente C , uma linha fictícia denominada linha neutra (LN) sobre a qual nenhuma deformação microestrutural ocorre. Esta linha move-se com a

alteração do estado de tensão, e separa, a cada instante, a zona de ocorrência de deformações microestruturais de expansão e contração.

O modelo proposto por Gens e Alonso (1992) foi modificado por Alonso, Vaunat e Gens (1999) e denominado BExM (*Barcelona Expansive Model*). Ao modelo foram incluídas duas superfícies de escoamento ao nível microestrutural a partir das quais deformações plásticas na macroestrutura ocorrerão. Estas superfícies são denominadas SI e SD, e estão relacionadas, respectivamente, às deformações de contração e expansão na microestrutura. A Figura 4.1 mostra no plano (p, s) a região de domínio elástico limitada pelas superfícies SI, SD e LC a partir das quais as deformações ocorrentes na microestrutura provocarão deformações plásticas à macroestrutura.

Figura 4.1 – Superfície de escoamento do modelo BExM no plano (p, s)



Fonte: adaptado de Alonso, Vaunat e Gens (1999)

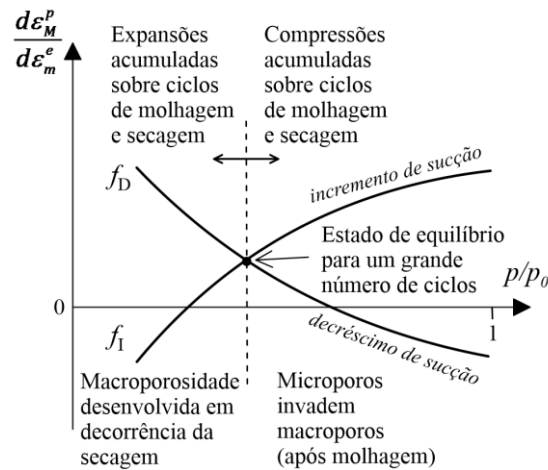
As relações de acoplamento entre as deformações volumétricas plásticas macroestruturais com as deformações volumétricas de expansão e contração ocorrentes na microestrutura são dadas pelas denominadas funções de acoplamento f_d e f_l , que dependem da razão entre a tensão isotrópica líquida e a tensão de plastificação isotrópica (p, s) . As Equações (4.4) e (4.5) descrevem as relações entre os incrementos de deformações elásticas e plásticas ocorrentes entre os níveis macro e microestruturais.

$$d\varepsilon_{vM}^p = f_d d\varepsilon_{vm}^e \quad (4.4)$$

$$d\varepsilon_{vM}^p = f_l d\varepsilon_{vm}^e \quad (4.5)$$

onde, ε_{vM}^p é a deformação volumétrica plástica da macroestrutura; e ε_{vm}^e é a deformação volumétrica elástica da microestrutura.

Figura 4.2 – Resumo dos mecanismos de interação entre micro e macroporos



Fonte: adaptado de Alonso, Vaunat e Gens (1999)

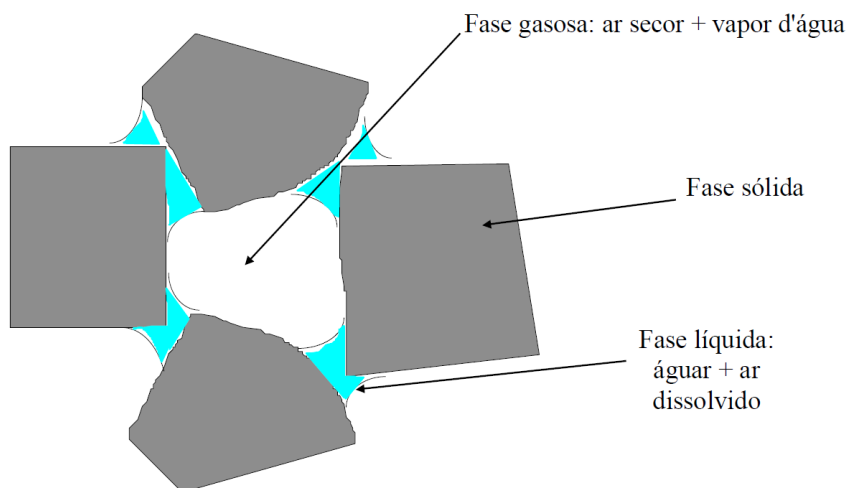
Sánchez et al. (2005) apresentam um modelo de plasticidade generalizada de dupla estrutura para solos expansivos. O modelo baseou-se na estrutura geral do trabalho proposto por Gens e Alonso (1992) e em melhorias implementadas por Alonso, Vaunat e Gens (1999). O modelo aborda os principais conceitos dos solos expansivos não saturados considerando os fenômenos particulares que afetam o comportamento de cada nível estrutural (micro e macroestrutural) e a relação de acoplamento entre eles, e incorpora o efeito da temperatura. A formulação do modelo considera conceitos da teoria da plasticidade generalizada e um desenvolvimento matemático mais adequado e genérico de forma permitir sua implementação em um código de elementos finitos. O modelo foi formulado no espaço de tensões, sucção e temperatura, de forma a alcançar uma interpretação mais geral dos fenômenos que ocorrem em argilas expansivas sujeitas a caminhos de tensões THM complexos. A abordagem de estrutura dupla foi implementada no programa CODE_BRIGHT (OLIVELLA et al., 1996) e aplicada à solução de uma série de problemas THM complexos. Algumas destas aplicações podem ser encontradas em Sánchez et al. (2005).

Resultante da extensão de modelos existentes, novos modelos surgem incorporando novas variáveis com intuito explicar fenômenos específicos. Nesta óptica pode-se citar o modelo constitutivo com abordagem química aplicado às argilas expansivas, proposto por Guimarães et al. (2013). Para maiores detalhes do método, deve-se consultar o referido artigo.

5 CODE_BRIGHT

O CODE_BRIGHT (COupled DEformation of Brine Gas and Heat Transport) é um software fundamentado na metodologia de elementos finitos (FEM) capaz de tratar problemas de transporte de massa e de calor em meios porosos deformáveis, de forma totalmente acoplada, levando em consideração a interação mútua entre as propriedades térmicas, hidráulicas e mecânicas. Os problemas são formulados com uma aproximação multifásica e considera meio composto de grãos sólidos, líquido e gás.

Figura 5.1 – Representação esquemática de um material poroso não saturado



Fonte: Code_Bright (2021)

O software, desenvolvido por Olivella et al. (1996) no Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Politécnica da Catalunha (UPC) com base na linguagem FORTRAN, funciona integrado com o programa GiD, que permite uma interface gráfica para a criação da geometria do problema, imput de condições de contorno e visualização de resultados (pré e pós-processo). Demais programas também podem ser utilizados para a realização do pré e pós-processo a exemplo do Gmsh e do ParaView.

O programa integra um conjunto de equações governantes que são compostas pelas equações de balanço (de massa de água; de massa de ar; de massa de sólidos; de energia interna para meios porosos; e de momento linear), relações constitutivas (lei de Darcy, lei de Fick, lei de Fourier, curva de retenção, densidade da fase líquida, lei dos gases, modelos constitutivos mecânicos), restrições de equilíbrio (lei Psicrométrica, lei de Henry) e condições iniciais e de contorno.

6 EQUAÇÕES GOVERNANTES

As equações governantes apresentadas por Olivella et al. (1994) são categorizadas em quatro principais grupos, sendo: equações de balanço, equações constitutivas, restrições de equilíbrio e condições de contorno e iniciais.

6.1 Equações de balanço

As equações diferenciais que descrevem a forma como as tensões, a massa e a energia variam na vizinhança de um ponto são denominadas equações de balanço. Por meio das equações de balanço, o CODE_BRIGHT é capaz de modelar o transporte de massa, a transferência de calor e a análises de tensões em meios porosos deformáveis, permitindo uma iteração mútua entre suas propriedades hidráulicas, térmicas e mecânicas. Os meios porosos são considerados uma composição de grãos sólidos (fase sólida), água e ar dissolvido (fase líquida) e mistura de ar seco e vapor (fase gasosa).

Para descrever as equações de balanço, as seguintes notações são utilizadas: ϕ : porosidade; ρ : densidade; $\mathbf{j}$: fluxo de massa total (advectivo, dispersivo e difusivo); $\mathbf{i}$: fluxo de massa não advectivo; $\mathbf{q}$: fluxo advectivo; $\mathbf{u}$: deslocamento dos sólidos; σ : tensor de tensões; $\mathbf{b}$: vetor de forças mássicas; ∇ é o operador divergente; ω : fração mássica; ρ : conteúdo de massa por unidade de volume de fase; e : energia interna específica; $\mathbf{i}_e$: fluxo de energia devido à condução através do meio poroso; $\mathbf{j}_e$: fluxo advectivo de energia devido ao movimento de massa; S_l e S_g : grau de saturação das respectivas fases líquida e gasosa, ou seja, fração de volume de poros ocupados por cada fase; sobrescritos w e a : refere-se a água e ar, respectivamente; subscritos: s , l e g : refere-se às fases sólida, líquida e gasosa.

Para descrever as equações de balanço, as seguintes notações são utilizadas: sobrescritos w e a referem-se a água e ar, respectivamente, enquanto os subscritos: s , l e g referem-se às fases sólida, líquida e gasosa, respectivamente.

O balanço de massa de água é dado pela Equação (6.1), na qual o primeiro termo é a variação temporal da massa de sólidos, o segundo termo é o divergente do fluxo e f^w corresponde à massa de água fornecida ou consumida pelo meio. Assim,

$$\frac{\partial (\omega_l^w \rho_l S_l \phi + \omega_g^w \rho_g S_g \phi)}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{j}_l^w + \mathbf{j}_g^w) = f^w \quad (6.1)$$

sendo ϕ a porosidade, ω_α^i é a fração mássica da espécie i na fase α , ρ_α a densidade da fase α , S_α é o grau de saturação da fase α , t é o tempo e $\mathbf{j}_\alpha^i$ é o fluxo da espécie i na fase α , dada por:

$$\mathbf{j}_\alpha^i = \mathbf{i}_\alpha^i + \omega_\alpha^i \rho_\alpha \mathbf{q}_\alpha + \theta_\alpha^i S_\alpha \phi \dot{\mathbf{u}} \quad (6.2)$$

O balanço de massa se sólidos é descrito pela Equação (6.3) a seguir:

$$\frac{\partial(\theta_s(1-\phi))}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{j}_s) = 0 \quad (6.3)$$

onde θ_s é a massa volumétrica do sólido.

O balanço de momento linear é caracterizado pela Equação (6.4), na qual são desprezados os termos inerciais.

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0 \quad (6.4)$$

com $\nabla \cdot (\cdot)$ sendo o divergente de $(\cdot)$, $\boldsymbol{\sigma}$ o tensor de tensão de Cauchy e $\mathbf{b}$ é o vetor de forças do corpo.

Neste trabalho, a pressão do gás e a temperatura do meio serão mantidas constantes, dessa forma a equação de balanço de massa de ar e a equação de balanço de energia interna (de calor) não serão consideradas.

6.2 Equações constitutivas hidráulicas

As equações de balanço anteriormente descritas não são suficientes para definir completamente o modelo físico. Existe a necessidade de considerar um conjunto de leis constitutivas, restrições de equilíbrio e condições iniciais e de contorno para estabelecer um modelo matemático bem definido. As equações constitutivas relacionam sempre duas variáveis por meio de propriedades materiais do meio e são necessárias para descrever comportamentos mecânicos e de fluxo. Neste contexto, a presente abordagem fundamenta-se de equações constitutivas para a determinação de variáveis dependentes das equações de balanço de massa como função das variáveis independentes de estado P_l , P_g e T . A Tabela 6.1 mostra uma síntese das equações constitutivas incorporadas na formulação geral do programa bem como suas respectivas variáveis dependentes a serem calculadas.

Tabela 6.1 – Equações constitutivas

Equações constitutivas	Nome da variável	Variável
Lei de Darcy	fluxo advectivo do líquido e do gás	$\mathbf{q}_b, \mathbf{q}_g$
Lei de Fick	pressão do líquido e do gás	$\mathbf{i}_g^w, \mathbf{i}_l^g$
Lei de Fourier	temperatura	$\mathbf{i}_e$
Curva de retenção	saturação	S_b, S_g
Densidade da fase líquida	densidade do líquido	ρ_l
Lei dos gases	densidade do gás	ρ_g
Modelo mecânico	tensor de tensões	$\mathbf{s}$

Fonte: adaptado de UPC (2021)

6.2.1 Lei de Darcy

A lei de Darcy, descrita pela Equação (6.5), permite relacionar o fluxo advectivo, $\mathbf{q}_l$, para a fase líquida com gradientes de pressão, onde $\mathbf{k}$ é o tensor de permeabilidade intrínseca; k_r é a permeabilidade relativa; μ é a viscosidade dinâmica; P é a pressão; e $\mathbf{g}$ é um vetor das forças gravitacionais.

$$\mathbf{q}_l = -k \frac{k_{rl}}{\mu_l} (\nabla P_l - \rho_l \mathbf{g}) \quad (6.5)$$

6.2.2 Curva de retenção

A Curva de retenção estabelece a relação entre a quantidade de água presente no solo (grau de saturação) e a sucção s ($P_g - P_l$). Neste trabalho foi utilizado o modelo de Van Genuchten (1980), descrito pela Equação (6.6).

$$S_e = -\frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left(1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P} \right)^{\frac{1}{1-\xi}} \right)^{-\xi} \quad (6.6)$$

onde S_l é a fração volumétrica de vazios ocupada pela fase líquida; S_{rl} e S_{ls} são, respectivamente, os graus de saturação residual e máximo; P está associado a pressão de entrada de ar, a qual corresponde à medida de pressão capilar necessária para início do estado de não saturação; ξ é a função de forma da curva de retenção.

A pressão de referência P se relaciona com a tensão superficial através da Equação (6.7).

$$P = P_0 \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (6.7)$$

onde, σ é a tensão superficial a uma temperatura T , σ_0 é a tensão superficial à temperatura de P_0 (adotado 0,072 N/m para temperatura igual a 20 °C).

6.2.3 Permeabilidade Relativa

A permeabilidade relativa da fase líquida é descrita pela Equação (6.8).

$$k_{rl} = \sqrt{S_e} \left(1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{\xi}} \right)^\xi \right)^2 \quad (6.8)$$

onde k_{rl} é a permeabilidade relativa da fase líquida, S_e é o grau de saturação; ξ é a função de forma da curva de retenção.

6.2.4 Densidade da fase líquida

A densidade ou massa volumétrica da fase líquida é determinada pela Equação (6.9).

$$\rho_l = \rho_{l0} \exp \left[\beta (P_l - P_{l0}) + \alpha T + \gamma \omega_l^h \right] \quad (6.9)$$

onde, ρ_{l0} é a massa volumétrica de fase líquida de referência (1002,6 kg.m-3); β é a compressibilidade da água (4,5×10-4 MPa-1); P_{l0} é a pressão de referência (0,1 MPa); α é o coeficiente de expansão térmica para a água (-3,4×10-4 °C-1); γ é a variação da solução (aplicável para ambientes salinos).

6.3 Modelos constitutivos tensão-deformação

6.3.1 Modelo linear elástico

Para pequenas deformações e deslocamentos, a relação constitutiva de um modelo linear elástico pode ser descrita por meio de um tensor de constantes elásticas como sendo a relação entre os tensores de tensão e a deformação. Para a descrição de materiais isotrópicos de comportamento linear elástico, é bastante difundida a utilização da Lei de Hooke. Em problemas unidimensionais a relação linear entre a tensão e a deformação é descrita pelo módulo de Young. Em problemas tridimensionais, para relacionar a tensão e a deformação, o coeficiente de Poisson (ν) é incorporado. A lei de Hooke generalizada para o caso de pequenas deformações é descrita pela Equação (6.10).

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C} : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (6.10)$$

onde $\mathbb{C}$ é o tensor elástico de quarta ordem; $\boldsymbol{\varepsilon}$ é o tensor de deformações; e $\boldsymbol{\sigma}$ é o tensor de tensões.

6.3.2 Modelo Básico de Barcelona (BBM)

Baseado em análises de laboratório, Alonso, Gens e Hight (1987) apresentaram um estudo qualitativo do comportamento dos solos não saturados, considerando a influência da sucção matricial no seu comportamento mecânico, frente suas características de resistência e deformabilidade volumétrica. Anos depois, Alonso, Gens e Josa (1990) apresentaram um modelo numérico, baseado na teoria da plasticidade e dos estados críticos, denominado Barcelona Basic Model (BBM), capaz de descrever o comportamento tensão/deformação dos solos sob diferentes trajetórias de tensão e sucção.

O modelo foi desenvolvido para um estado triaxial de tensões (isotrópico), num plano (p, s) , onde: p ($p = \sigma_m - P_g$) é designado de tensão líquida média, e corresponde ao excesso de tensão média ($\sigma_m = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3/3$) relativamente à pressão do ar nos poros (P_g); e $s = P_g - P_l$ é a sucção matricial.

Em um ensaio de compressão isotrópica, no qual a amostra de solo encontra-se submetida a uma dada sucção constante e a acréscimos de tensões (p) ao longo de seu estado virgem, o volume específico, $v = 1 + e$, pode ser dado por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (6.11)$$

onde, p_c a tensão de referência para $v = N(s)$; $N(s)$ é o volume específico para $p = p_c$; $\lambda(s)$ é o parâmetro de compressão elastoplástico do solo para uma dada sucção s , representado pela inclinação da linha de compressão normal.

Para ciclos de descarregamentos e recarregamentos, sob sucção constante, o solo apresenta um comportamento elástico, e sua variação volumétrica é descrita pela Equação (6.12).

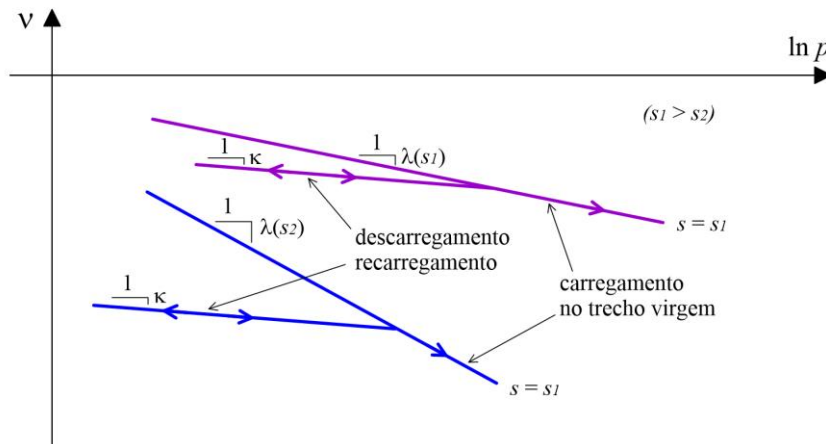
$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (6.12)$$

onde, κ é o parâmetro de compressão elástico do solo para uma dada sucção s , representado pela inclinação da linha de descarregamento e recarregamento.

Para o regime elástico, a variação volumétrica está relacionada ao parâmetro κ_s de compressão elástico do solo para variações de sucção s . Irrelevantes variações deste parâmetro são encontradas para variações de sucção, entretanto é assumida constância na inclinação da linha de descarga e recarga κ .

As Equações (10.12) e (10.13) são ilustradas de forma esquemática pela Figura 6.1.

Figura 6.1 – Variação do volume específico com a tensão líquida média e sucção ao longo de trajetória de compressão virgem e de descarregamento e recarregamento



Fonte: adaptado de Alonso, Gens e Josa (1990)

A Figura 6.2 ilustra o modelo constitutivo BBM, sob a óptica de dois corpos de prova submetidos a distintos estados de saturação: o primeiro no estado saturado ($s = 0$); e o segundo no estado não saturado ($s > 0$); ambos sob compressão isotrópica.

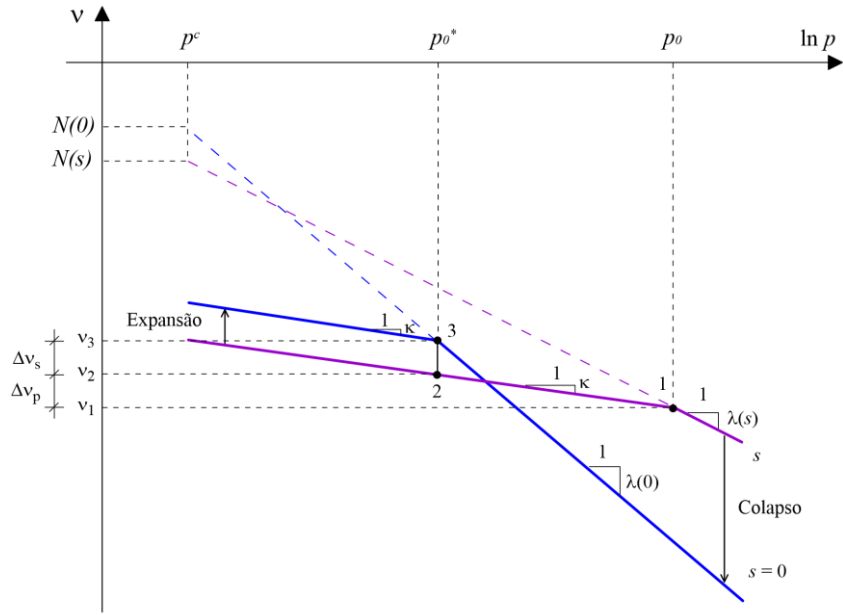
O corpo de prova não saturado é carregado até atingir o ponto 1, correspondente a tensão de cedência p_0 . O corpo de prova saturado também é carregado até atingir o ponto 3, que corresponde a tensão de cedência p_0^* . Alonso, Gens e Josa (1990) aborda que, se ambos os pontos 1 e 3 pertencem a mesma curva de plastificação em um plano de tensões (p, s) , uma correlação entre as tensões p_0 e p_0^* pode ser obtida relacionando-se os volumes específicos nos pontos 1 e 3 através de uma trajetória de tensões envolvendo um descarregamento de p_0 para p_0^* , sob sucção constante, e uma subsequente redução da sucção, de s para zero,

sob tensão p_0^* constante. A amostra, inicialmente no ponto 1 (p, s) segue a trajetória o caminho 1-2-3, conforme ilustra as respectivas Figura 6.2(a) e Figura 6.2(b). Desta maneira, pode-se relacionar os volumes específicos verificados nos pontos 1 e 3, através da Equação (6.13):

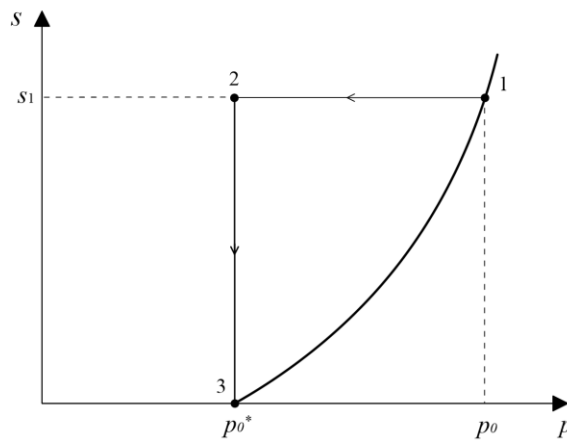
$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s \quad (6.13)$$

onde v_1 é o volume específico no ponto 1; v_3 é o volume específico no ponto 3; Δv_p é a variação de volume específico devido à variação de p ; e Δv_s é a variação de volume específico devido à variação de s .

Figura 6.2 – Relação entre as tensões de pré-adensamento p e p_0^* : (a) curvas de compressão para solos saturados e não saturados; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano (p, s)



(a)



(b)

Fonte: Alonso, Gens e Josa (1990)

O umedecimento do solo, que verifica-se dos pontos 2 para 3 (ilustrado na Figura 6.2(a) e Figura 6.2(b)), ocorre no regime elástico. A variação do volume dentro do regime elástico é representada pela seguinte equação diferencial:

$$dv_s = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (6.14)$$

onde, κ_s é o parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção s no domínio elástico, e p_{atm} é a pressão atmosférica.

Alonso et al. (1990) relata que a pressão atmosférica (p_{atm}) foi adicionada à sucção (s) a fim de evitar valores infinitos a dv_s quando s se aproxima de zero.

Levando em conta as equações (6.11), (6.12) e (6.14), a equação (6.13) é apresentada da seguinte forma:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad (6.15)$$

onde, $N(s)$ é o volume específico de referência, para tensão média $p = p_c$; $N(0)$ é o volume específico de referência do solo saturado, para tensão média $p = p_c$; $\lambda(0)$ é o parâmetro de compressão elastoplástico do solo saturado, representado pela inclinação da linha de compressão normal.

A Equação (6.15) estabelece uma relação entre os parâmetros p_0 e s com uma função de alguns valores de tensões de referência (p_0^*, p_c) e alguns parâmetros do solo ($N(s), \lambda(s), \kappa, \kappa_s$). Uma escolha conveniente para simplificar a Equação (6.15) é feita, assumindo a tensão média de referência $p_c = p_0^*$, podendo, no entanto, ser reescrita da seguinte forma:

$$\Delta v_s(p^c) \Big|_s^0 = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (6.16)$$

Introduzindo a Equação (6.16) na Equação (6.15), a seguinte relação é obtida:

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{[\lambda(0) - \kappa]}{[\lambda(s) - \kappa]}} \quad (6.17)$$

A Equação (6.17) estabelece uma relação entre a tensão de cedência (ou tensão de pré-adensamento) e a sucção, e define a denominada curva *LC* (*Loading Collapse*), que descreve, no plano (p, s) , a fronteira entre os domínios elástico e plástico, a partir da qual ocorrerão deformações irreversíveis. Uma grande evidência a esta equação é destacada pelos autores, visto que ela permite exibir fenômenos importantes como: o aumento da tensão de cedência associado ao aumento da sucção; colapsos do solo ocorrentes em trajetórias e umedecimento.

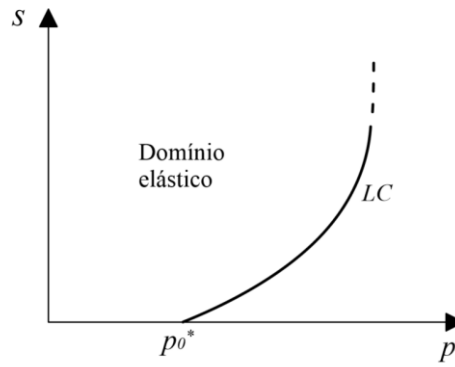
Com o aumento da sucção no solo, ocorre uma redução da sua compressibilidade pelo efeito do aumento da rigidez. Entretanto, a compressibilidade do solo é limitada e pode ser retratada pela Equação (6.18) que permite estimar um máximo valor assintótico para a rigidez. Os valores dos parâmetros β e r são também

determinados pelo uso da Equação (6.18). A determinação dos valores destes parâmetros permite estabelecer uma relação entre cada valor de sucção e seu respectivo valor de $\lambda(s)$. Desta forma é possível a determinação da curva LC (Figura 6.3) apoiando-se nos valores de $\lambda(s)$ calculados e os valores dos parâmetros $\lambda(0)$, p_c e κ determinados experimentalmente.

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r) \exp(-\beta s) + r \right] \quad (6.18)$$

sendo r uma constante relacionada à rigidez máxima do solo (para uma sucção infinita), $r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)}$; e β é o parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção.

Figura 6.3 – Curvas de plastificação Loading Collapse (LC)



Fonte: adaptado de Alonso, Gens e Josa (1990)

A variação do volume específico do solo para incrementos de sucção no domínio plástico é descrita pela Equação (6.19).

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (6.19)$$

onde, λ_s é o parâmetro de compressão plástico do solo para variações de sucção s , representado pela inclinação da linha correspondente ao estado de sucção virgem.

Os autores suspeitam que existe uma relação de dependência de λ_s , e κ_s na tensão média líquida, mas, por simplicidade, estas são tomadas como constantes.

LEIS DE ENDURECIMENTO

Da análise da Equação (6.12), verifica-se que um aumento do carregamento p na região elástica induzirá uma deformação volumétrica compressiva (valor positivo), dada pela equação (6.20).

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (6.20)$$

Uma vez alcançado o valor de escoamento p_0 pela tensão média líquida p , a deformação volumétrica total pode ser calculada a partir da Equação (6.21).

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (6.21)$$

A deformação volumétrica total pode ser expressa pela soma das componentes elástica e plástica, expressa pela Equação (6.22).

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vp}^p \quad (6.22)$$

Isolando-se o termo da componente plástica da Equação (6.22), e substituindo as Equações (6.20) e (6.21), obtém-se a seguinte expressão representativa à componente plástica da deformação volumétrica:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (6.23)$$

Levando em conta a Equação (6.17) que descreve a curva LC , é possível formular a deformação volumétrica plástica na forma da seguinte expressão:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (6.24)$$

Da mesma forma como o efeito do aumento do carregamento p provoca deformação volumétrica ao solo, um aumento da sucção s na região elástica resultará também na deformação volumétrica elástica, descrita pela Equação (6.25).

$$d\varepsilon_{vs}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (6.25)$$

Se o valor da sucção de escoamento s_0 for atingido (curva SI), as seguintes deformações totais e plásticas, representadas pelas equações (6.26) e (6.27), serão induzidas.

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (6.26)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (6.27)$$

As deformações plásticas, definidas pelas equações (6.24) e (6.27) controlam a posição das superfícies de escoamento LC e SI através de um movimento independente destas. Entretanto, Josa et al., 1987 apontam uma interdependência entre estas superfícies de escoamento. Desta forma, Alonso, Gens e Josa (1990) sugerem o acoplamento de ambas as superfícies de escoamento através do controle das deformações por meio das deformações plásticas totais, descrita pela Equação (6.28).

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad (6.28)$$

No entanto, com apoio das Equações (6.24) e (6.27), as seguintes leis de endurecimento são propostas:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{\nu}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (6.29)$$

$$\frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} = \frac{\nu}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (6.30)$$

MODELO PARA ESTADOS TRIAXIAIS DE TENSÃO

Com o objetivo de incluir o efeito das tensões cisalhantes, o parâmetro q é incorporado ao modelo. O parâmetro é expresso por:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (6.31)$$

O estado de deformação é caracterizado pela deformação volumétrica ε_v , e pela deformação cisalhante ε_s , definidas respectivamente, pelas seguintes equações:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 - 2\varepsilon_3 \quad (6.32)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (6.33)$$

Alonso, Gens e Josa (1990) propõem uma superfície de escoamento no plano (p, q) , descrita por uma elipse que exibirá, para uma determinada amostra, uma tensão de cedência (pré-adensamento) associada a uma sucção s constante. Para a determinação da superfície de escoamento, é necessário a definição de estados de falhas, os quais são estabelecidos por ensaios submetidos a diferentes trajetórias de tensões.

De forma análoga à condição saturada, uma linha de estados críticos (*LEC*) descreve, na condição não saturada, o acréscimo de resistência do solo induzido pela sucção, o qual é representado pelo acréscimo da coesão. Para tanto, a mesma inclinação M da linha de estados críticos verificada na condição saturada é mantida para a condição não saturada. A Equação (6.34) exhibe a relação entre o acréscimo de coesão com a sucção, e corresponde o valor da abscissa onde as elipses cruzarão o plano (p, q) .

$$p = -p_s = -\kappa s \quad (6.34)$$

onde, κ é uma constante do modelo que estabelece relação linear ao acréscimo da coesão com a sucção s .

A Equação (6.35) descreve a superfície cedência proposta pelos autores.

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (6.35)$$

onde, q é a tensão desviatória; M é a inclinação da projeção da linha de estados críticos (LEC); p é a tensão líquida média; p_s é a máxima tensão média de tração representada pelo aumento da coesão para um dado valor de sucção; e p_0 é a tensão média de cedência ou tensão de pré-adensamento.

A Figura 6.4 mostra a curva de plastificação do modelo, no espaço (p, q, s) . Conforme proposição do modelo, a superfície de escoamento SI desenvolve-se na região $q > 0$ por meio de um plano paralelo ao eixo p . A Figura 6.5 ilustra as superfícies de plastificação no espaço de tensões (p, q, s) .

Em relação à direção dos incrementos de deformação plástica, associada à superfície de escoamento descrita pela Equação (6.35), o modelo propõe uma lei de fluxo não associada aos planos de sucção constante, no entanto perpendiculares ao eixo s . Em referência a Gens e Potts (1982), os autores julgam que os coeficientes de empuxo em repouso (k_0) são muitas vezes superestimados pelos modelos convencionais de estado crítico. Por este fato, um parâmetro α (Ohmaki, 1982) é introduzido à expressão da lei de fluxo para que ela profira deformações laterais nulas para estados de tensões compatíveis com o valor k_0 definido por Jaky (1948).

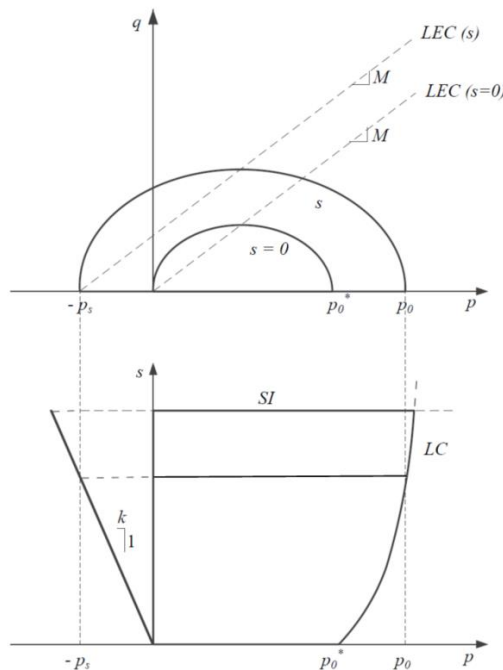
A Equação (6.36) expressa a lei de fluxo não associada aos planos de sucção constante.

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (6.36)$$

A Equação (6.37) apresenta o parâmetro k_0 , conforme definido por Jaky (1948).

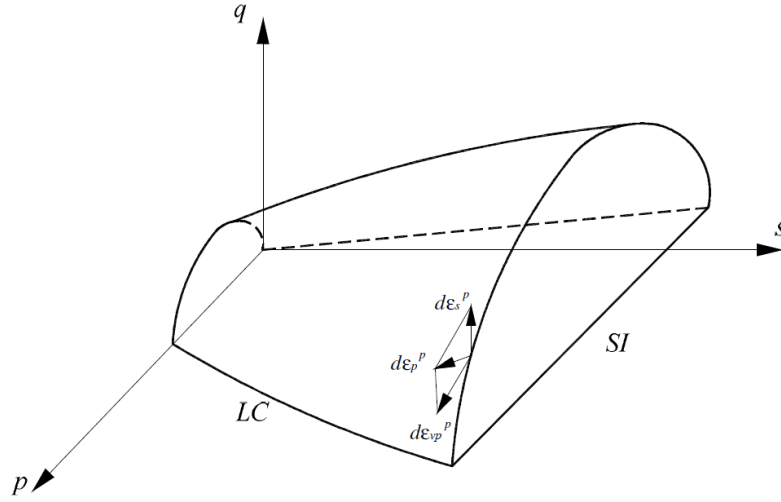
$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi'_c = \frac{6 - 2M}{6 + M} \quad (6.37)$$

Figura 6.4 – Curvas de plastificação no espaço (p, q, s)



Fonte: Alonso, Gens e Josa (1990)

Figura 6.5 – Vista tridimensional das superfícies de plastificação no espaço de tensões (p, q, s)



Fonte: Alonso, Gens e Josa (1990)

Para que a condição de deformações laterais nulas ($d\epsilon_3 = 0$) seja satisfeita, deve-se conduzir à seguinte relação entre $d\epsilon_s^p$ e $d\epsilon_{vp}^p$, expressa pela Equação (6.38).

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2}{3} \frac{1}{\left(1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}\right)} \quad (6.38)$$

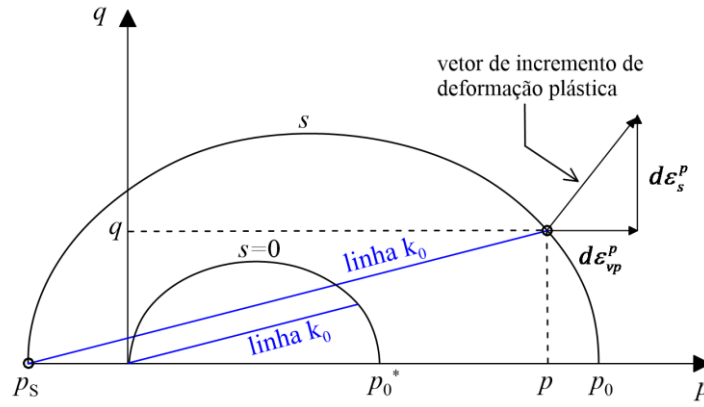
O parâmetro α é expresso pela Equação (6.39), e foi obtido igualando-se as Equações (6.36) e (6.38).

$$\alpha = \frac{2p + p_s - p_0}{q} \frac{M^2}{3} \left(\frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}} \right) \quad (6.39)$$

A Figura 6.6 ilustra a condição k_0 no espaço de tensões (p, q) . A mesma inclinação da linha de consolidação k_0 é mantida para a condição saturada e não saturada. Desta forma, é possível descrever a seguinte relação apresentada pela Equação (6.40):

$$\frac{q}{p + p_s} = \frac{3M}{6 - M} \quad (6.40)$$

Figura 6.6 – Condição k_0 no espaço de tensões (p, q)



Fonte: adaptado de Alonso, Gens e Josa (1990)

Ainda, fundamentando-se na Figura 6.6, pode-se estabelecer a seguinte relação descrita pela Equação (6.41), visto que ponto de tensão considerado se localiza sobre a superfície de escoamento descrita pela Equação (6.35).

$$\frac{p_0 - p}{q} = \frac{3}{3(6 - M)} \quad (6.41)$$

Substituindo as Equações (6.40) e (6.41) na Equação (6.39), o parâmetro α pode ser expresso na forma da Equação (6.42).

$$\alpha = \frac{M(M - 9)(M - 3)}{9(6 - M)} \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}\right)} \quad (6.42)$$

Na superfície de plastificação SI ($s = s_0 = \text{constante}$), o vetor de incremento de deformação plástica induzido pelo aumento da sucção é dado por $(d\varepsilon_{vs}^p, 0)$, onde a deformação volumétrica plástica devido ao aumento da sucção ($d\varepsilon_{vs}^p$) é descrita pela Equação (6.27), e a deformação cisalhante plástica ($d\varepsilon_s^p$) por incremento de sucção é nula.

As deformações elásticas representadas por $d\varepsilon_s^e = \frac{2}{3}(d\varepsilon_1^e - d\varepsilon_3^e)$, induzidas por mudanças em q são calculadas através do módulo de cisalhamento G , através da Equação (6.43).

$$d\varepsilon_s^e = \left(\frac{1}{3G}\right) dq \quad (6.43)$$

6.4 Condições de contorno e iniciais

Na modelagem numérica de problemas de engenharia é uma importante etapa que consiste na aplicação das condições de contorno. Em face a essa importante etapa a consideração de alguns aspectos teóricos se faz relevante.

Em uma análise de tensões de um corpo sólido existem duas condições de contorno: (i) condição de contorno natural, onde as tensões são prescritas; (ii) condição de contorno essencial, região na qual os deslocamentos são prescritos. As condições de contorno essencial e natural não podem ser prescritas ambas simultaneamente em um mesmo ponto do contorno. Se assim fossem, significaria que não haveria uma dependência entre a deformação e a força aplicada e que as propriedades dos materiais não teriam efeito sobre o comportamento força-deslocamento. Desse modo, em qualquer ponto do contorno deve ser prescrito deslocamento ou tensão. Ao menos uma condição de contorno, essencial ou natural, deverá estar aplicada a um contorno. Portanto as condições estabelecidas anteriormente podem ser expressas matematicamente pela Equações (6.44) e (6.45).

$$\Gamma_t \cup \Gamma_u = \Gamma \quad (6.44)$$

$$\Gamma_t \cap \Gamma_u = 0 \quad (6.45)$$

onde Γ é o contorno do corpo; Γ_t é a região do contorno onde a tensão está prescrita; e Γ_u é a região onde os deslocamentos estão prescritos.

$$\mathbf{u}(\mathbf{X}, t) = \mathbf{u}^*(t) \quad \mathbf{X} \in \Gamma_u \quad (6.46)$$

$$\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{X}, t) \cdot \mathbf{n} = \mathbf{t}^*(t) \quad \mathbf{X} \in \Gamma_t \quad (6.47)$$

sendo $\mathbf{X}$ a coordenada de um ponto material no contorno em um instante t .

Tais condições também são válidas para análise de transporte de massa de água, conforme segue:

$$p(\mathbf{X}, t) = p^*(t) \quad \mathbf{X} \in \Gamma_p \quad (6.48)$$

$$\mathbf{j}(\mathbf{X}, t) \cdot \mathbf{n} = j^*(t) \quad \mathbf{X} \in \Gamma_q \quad (6.49)$$

onde, p^* é a pressão prescrita no contorno Γ_p e j^* é o fluxo prescrito no contorno Γ_q .

Finalmente, os valores de $\mathbf{u}$ e p no tempo $t=0$ são:

$$\mathbf{u}(\mathbf{X}, 0) = \mathbf{u}_0(t) \quad \mathbf{X} \in \Omega \quad (6.50)$$

$$p(\mathbf{X}, 0) = p_0(t) \quad \mathbf{X} \in \Omega \quad (6.51)$$

7 MATERIAIS E MÉTODOS

7.1 Local de estudo

A área objeto do presente trabalho encontra-se inserida em uma rodovia do interior do Estado de São Paulo, no município de Marília. A cidade de Marília situa-se na região Centro-Oeste Paulista (latitude: $-22^{\circ} 12' 50''$ S; longitude: $-49^{\circ} 56' 45''$ W) a uma distância aproximada de 443 km da capital paulista. Marília encontra-se cerca de 110 km da cidade de Bauru onde localiza-se a Faculdade de Engenharia de Bauru da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (FEB/UNESP). A Figura 7.1 ilustra a localização das cidades de Marília – SP e Bauru – SP em relação a cidade de São Paulo – SP (capital paulista) no mapa do Estado de São Paulo.

Figura 7.1 – Localização dos municípios de Marília, Bauru e São Paulo (capital paulista) em relação ao mapa do estado de São Paulo



Fonte: adaptado de Suporte Geográfico (2018)

A área estudada integra o corpo estradal de uma rodovia e é composta por um talude de aterro construído sobre um curso d'água natural. Sob o aterro encontra-se implantado um bueiro simples tubular de concreto (BSTC) que permite a transposição de um curso d'água natural (córrego). Visando a ampliação da capacidade hidráulica da travessia existente, um novo bueiro foi projetado sob o aterro. Diante das dimensões do talude e do fato da rodovia encontra-se em operação, decidiu-se pela implantação de um bueiro simples tubular metálico (BSTM) do tipo tunnel liner (TL) através de metodologia não destrutiva (MND). A implantação do novo bueiro foi iniciada, porém, devido a instabilidades identificadas na frente de escavação (Figura 7.2), a obra foi paralisada. Verificou-se que as investigações geotécnicas existentes não retratavam a real condição do maciço.

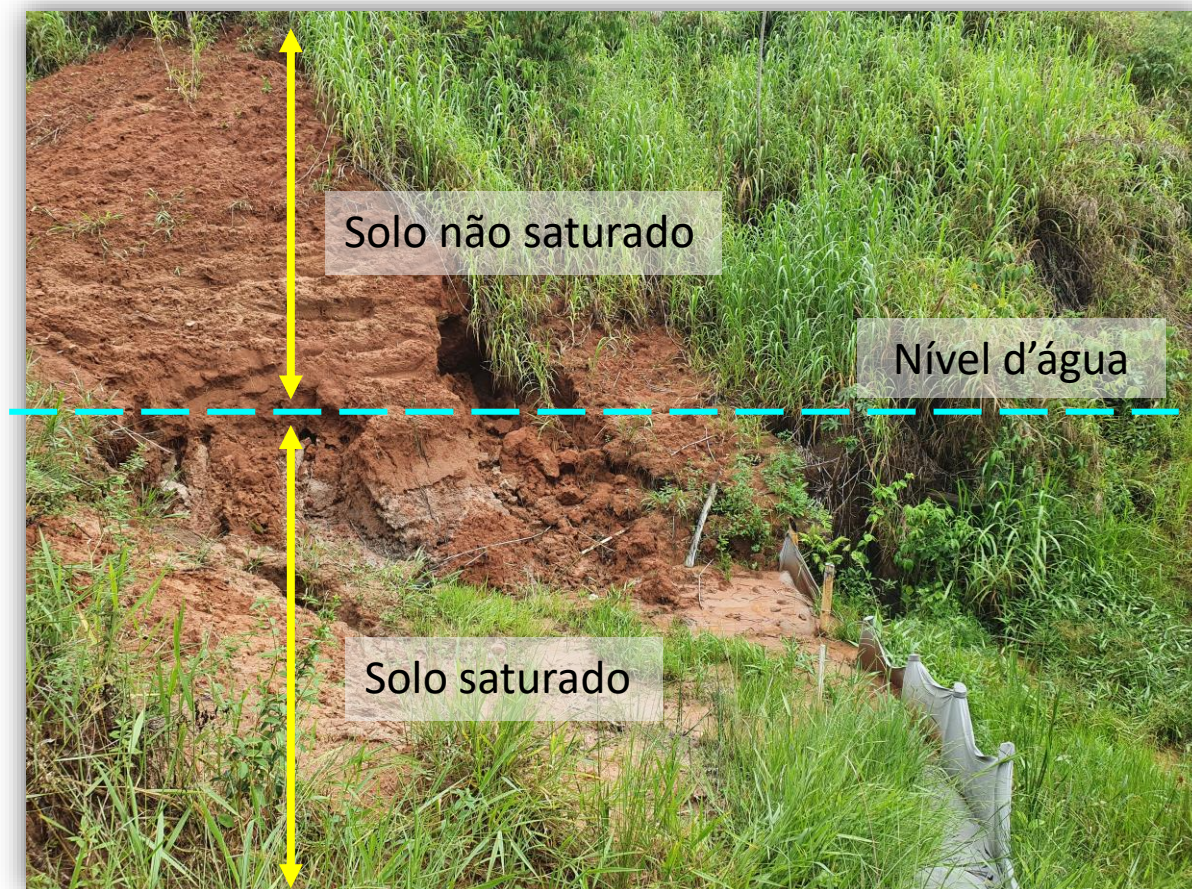
A Figura 7.3 ilustra a região lateral do talude onde verifica-se porção superior do solo não saturada e outra, inferior, saturada.

Figura 7.2 – Condição geotécnica do maciço na região da frente de escavação



Fonte: Acervo de dados do autor

Figura 7.3 – Vista lateral do terrapleno onde verifica-se uma porção de solo não saturado na região superior e outra saturada na parte inferior



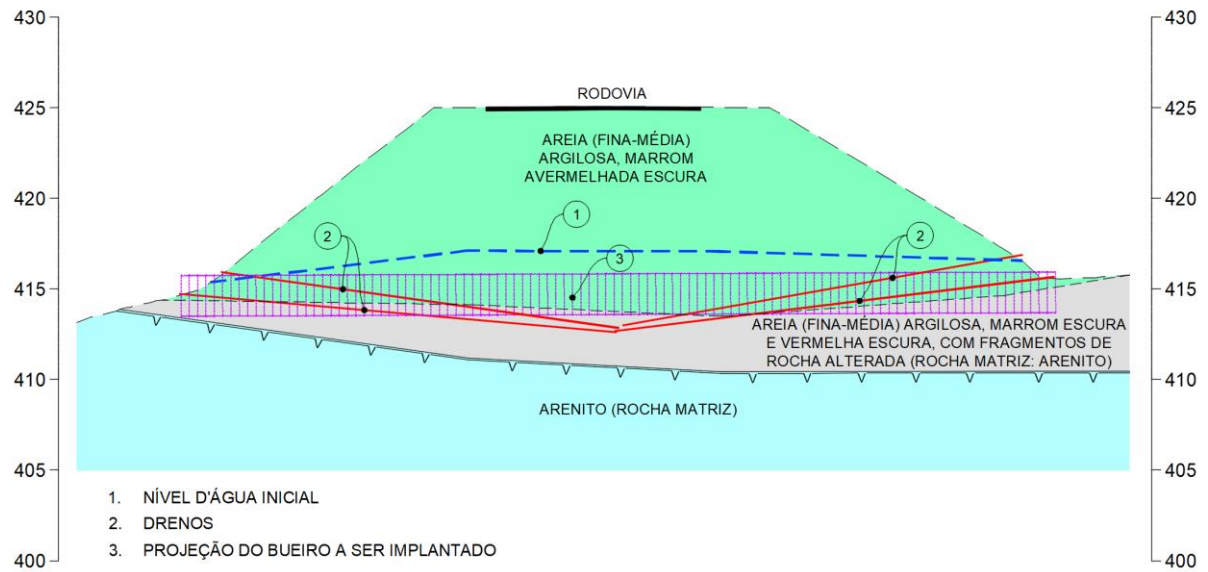
Fonte: Acervo de dados do autor

Novas investigações *in situ* foram realizadas por meio de sondagens de simples reconhecimento do tipo SPT (*Standard Penetration Test*). Os resultados evidenciaram a elevada posição do nível d'água e confirmaram um cenário geotécnico desfavorável ao avanço da obra. Para a continuidade da escavação, o tratamento do solo foi requerido. Em razão da técnica de tratamento adotada, o rebaixamento prévio do nível d'água se fez necessário. De maneira a promover o rebaixamento do nível d'água, drenos horizontais profundos (DHP) foram instalados na região inferior do talude de aterro e uma pressão de sucção à vácuo foi aplicada neles.

Devido ao efeito do rebaixamento do nível freático e da pressão de sucção imposta, mudanças no estado de tensões do meio terroso são induzidas desencadeando deformações volumétricas ao longo da sua estrutura e a ocorrência de recalques no maciço. Contudo, a intensidade dos deslocamentos desenvolvidos no solo pode ser afetada pelo efeito da sucção matricial, que por sua vez é influenciada pelo efeito das variações climáticas sazonais e/ou ações antrópicas.

A Figura 7.4 apresenta a projeção da rodovia sobre o maciço, o perfil geotécnico característico do terrapleno, a posição do nível d'água e dos drenos instalados no maciço e a projeção do bueiro metálico a ser implantado.

Figura 7.4 – Perfil geotécnico característico do terrapleno, posição inicial do nível d'água, drenos e projeção do bueiro metálico a ser implantado



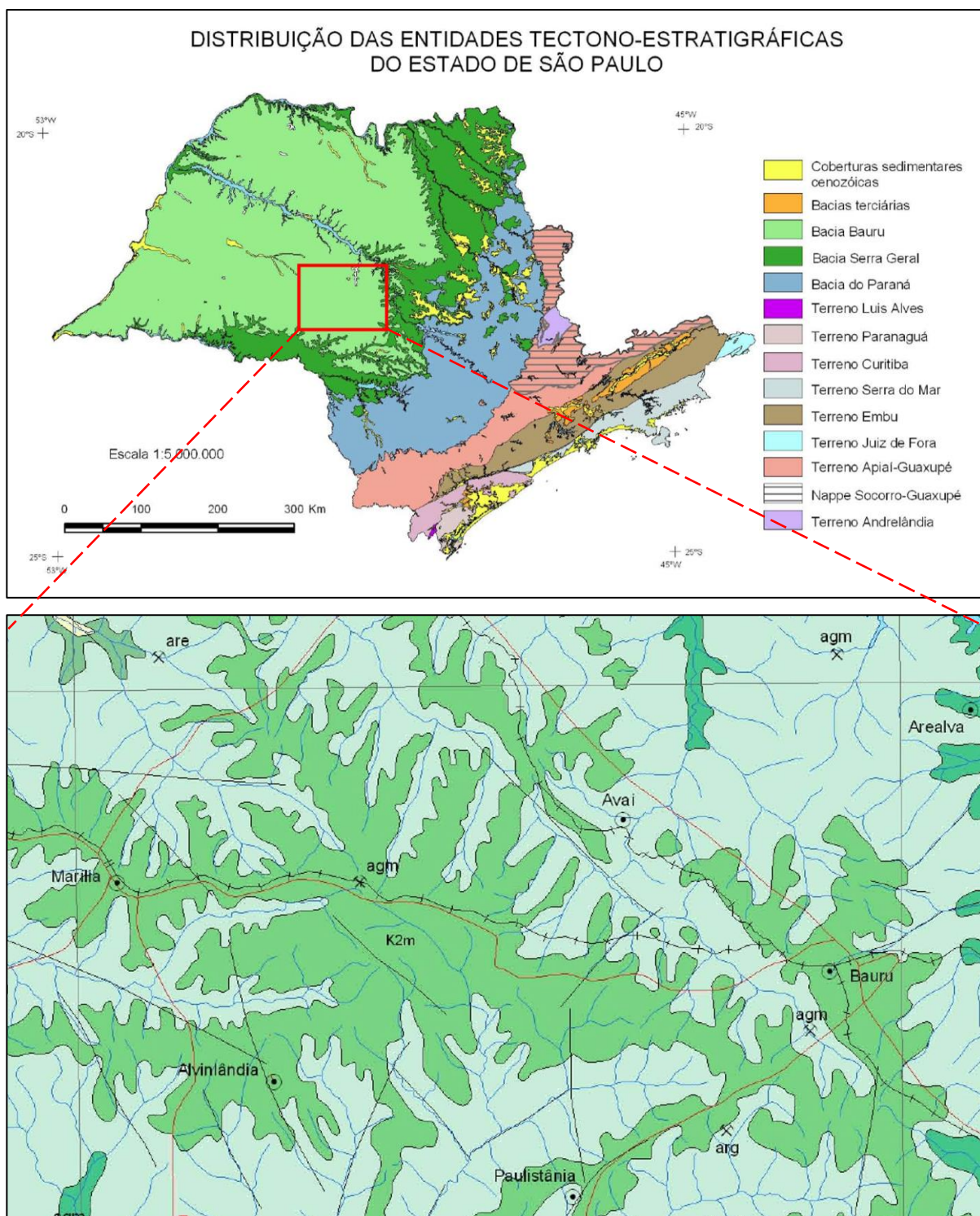
Fonte: Elaborada pelo autor

7.2 Caracterização geológica

No contexto geológico a área de estudo encontra-se situada na região da denominada Formação Marília (K2m), pertencente à unidade litológica Grupo Bauru. São características da formação Marília: a presença de arenito grosso a fino, imaturo, amarelo e vermelho, conglomerativo com clastos arenosos e de calcário fino; arenito fino a médio, imaturo, com fração subordinada de areia grossa e grânulos; ambiente continental desértico, leque aluvial médio a distal (Mapa Geológico do Estado de São Paulo - CPRM, 2006). O Grupo Bauru é membro da Bacia Bauru, a qual integra a designada Província Paraná ou Província Sedimentar Meridional (BIZZI et al., 2003).

A Figura 7.5 mostra a distribuição das entidades tectono-estratigráficas do Estado de São Paulo, destacando as unidades litoestratigráficas na região entre os municípios de Bauru – SP e Marília – SP. A ilustração mostra que ambos os municípios se encontram situados sobre a mesma formação geológica e mesma unidade litológica.

Figura 7.5 – Distribuição das entidades tectono-estratigráficas do Estado de São Paulo com destaque às unidades litoestratigráficas na região compreendida entre os municípios de Bauru – SP e Marília – SP



Fonte: adaptado do Mapa Geológico do Estado de São Paulo (PERROTTA et al., 2006)

7.3 Materiais

Como subsídio ao desenvolvimento e composição do modelo utilizado neste trabalho, foram empregados os seguintes dados básicos relacionados a seguir.

7.3.1 Levantamento topográfico

Foi utilizado como base para a definição da geometria do modelo um levantamento topográfico planialtimétrico cadastral disponível da área onde encontra-se implantado o terrapleno estudado.

7.3.2 Dados geotécnicos

Foram utilizados os resultados dos seguintes ensaios geotécnicos existentes:

- ensaios de caracterização física do solo do aterro, sendo: análise granulométrica, massa específica dos sólidos, umidade, limite de liquidez e limite de plasticidade. Os ensaios para a determinação da umidade e da massa específica dos sólidos foram realizados com base em material coletado por meio de sondagem à trado a profundidade de 0 a 1,5m. Dentre os ensaios de caracterização disponíveis não consta a determinação da massa específica natural do solo pelo fato de coletas de amostras indeformadas não terem sido realizadas.
- 4 sondagens a percussão (SPT), denominadas SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04, executadas na região do terrapleno estudado.
- ensaios de compressão triaxial, compressão edométrica, retenção de água e permeabilidade realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da FE/Unesp por Saab (2016) e Fernandes (2016) com o solo de Bauru, que possui características físicas e propriedades mecânicas similares aos solos do talude objeto deste trabalho. Os ensaios de compressão triaxial e de compressão edométrica saturados foram realizados por contrapressão e saturação por capilaridade, respectivamente, enquanto os ensaios não saturados foram realizados por meio da técnica de translação de eixo para imposição e controle de sucção.

A estimativa de valores aos parâmetros módulo de elasticidade (E), coeficiente de poisson (ν) e índice de vazios (e) das camadas de solo tiveram como base os resultados das sondagens SPT e correlações com resultados de ensaios laboratoriais de materiais com propriedades físicas semelhantes, realizados pelo Grupo de Pesquisa de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista, Campus de Bauru (FEB/UNESP).

7.3.3 Sobrecarga na rodovia

Visando simular a carga móvel de utilização da rodovia, uma carga distribuída na projeção da superfície do pavimento existente sobre o talude foi aplicada ao modelo. Utilizou-se a carga móvel padrão TB-450 apresentada pela norma NBR 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas

e outras estruturas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), que corresponde a uma carga distribuída de 25 kN/m².

7.3.4 Drenos

Para promover o rebaixamento do nível d'água, drenos (DHPs) foram utilizados na região inferior do talude de aterro e aplicado neles uma pressão à vácuo para succionar e promover a retirada de água do solo. Previu-se a instalação de duas linhas de drenos em cada lado do talude. Os drenos foram dispostos de forma inclinada com mergulho para do centro do terrapleno de forma que suas extremidades, localizadas no interior do maciço, tendessem a se encontrar (situação ilustrada na Figura 7.4). A pressão aplicada aos drenos foi de 50 kPa.

7.4 Método de desenvolvimento

O trabalho foi embasado nas atividades de pré-processamento, processamento e pós-processamento do modelo com base na utilização dos programas Gmsh (GEUZAINÉ; REMACLE, 2009), CODE_BRIGHT (OLIVELLA et al., 1996), e ParaView (AHRENS; GEVECI; LAW, 2005).

7.4.1 Pré-processo

O pré-processo e a criação das malhas foram realizados utilizando-se o Gmsh, que consiste em um software de acesso livre e código aberto. O programa é um gerador de malha de elementos finitos (estruturada e não estruturada) 3D de código aberto com um mecanismo CAD (*Computer Aided Design*) integrado e pós-processador. Ele foi projetado com o objetivo de fornecer uma ferramenta de criação de malhas de desempenho rápido e leve, amigável utilização, interface paramétrica de entrada de dados e com recursos de visualização avançados. O *software* permite também a definição de condições de contorno com diferentes graus de liberdade. O Gmsh é construído em torno de quatro módulos: geometria, malha, solucionador e pós-processamento. A especificação de qualquer entrada para esses módulos é feita interativamente usando a interface gráfica do usuário, com arquivos de texto ASCII usando a própria linguagem de script do Gmsh (*.geo) ou usando as linguagens de programação C++, C, Python ou Julia Application Programming Interface (API).

Para a geração da malha de elementos finitos a geometria do problema foi transcrita ao programa Gmsh. De maneira a facilitar o processo de criação dos elementos de pontos e linhas que compõem a geometria do talude e dos drenos, um código em linguagem *Visual Basic for Applications* (VBA) foi desenvolvido para realização do tratamento dos dados geométricos do problema obtidos através do arquivo de saída *.xls a partir do comando DATAEXTRACTION do Autocad. O código em linguagem VBA permitiu a formatação dos dados de saída do Autocad para o molde de entrada requerido pelo *Script* do Gmsh.

Posterior a construção da geometria no Gmsh, são requeridos os processos de geração dos elementos físicos e materiais, a aplicação das condições de contorno e a criação da malha de elementos finitos.

Os elementos físicos (que representam os solos, os drenos e outros) são gerados a partir da criação de superfícies requeridas pelo *software* de pré-processo. Atribuiu-se para cada superfície as propriedades materiais e de comportamento dos diferentes materiais do modelo a exemplo de seus parâmetros (resistência, deformabilidade, hidráulicos) e modelos constitutivos (elástico, elastoplástico). As atribuições são feitas na forma *material.tep* para materiais elastoplástico e *material.ela* para materiais elásticos.

As condições iniciais e de contorno requeridas devem ser aplicadas ao modelo a exemplo das restrições mecânicas como os deslocamentos e carregamentos ($u_x=u_y=0.MBC$; $u_x=0.MBC$; $F_y.MBC$) e das condições de contorno de fluxo como imposições de nível d'água e sucções ($p.c.FBC$). A condição de contorno que descreve a posição do nível d'água é aplicada aos elementos da malha (via arquivos *root_gen.dat* e *root_gri.dat*) por meio da rotina *water_level.exe*, criada para exclusiva finalidade.

Definidas a geometria do problema e as condições de contorno, é realizada a criação da malha de elementos finitos por meio do *software* Gmsh. Como resultado do pré-processamento o arquivo de saída *root.msh* é criado (onde *root* pode ser substituído por um nome de identificação qualquer escolhido pelo usuário). Neste arquivo encontram-se armazenadas as informações da geometria do problema e as condições iniciais e de contorno aplicadas, as quais posteriormente serão utilizadas na fase de processamento do modelo.

A partir do arquivo *root.msh*, os arquivos *root_gen.dat*, *root_gri.dat*, *material.tep.dat*, *material.ela.dat* são gerados. Estes arquivos são criados por meio da utilização da aplicação *gmsh2cb.exe*, que consiste em um programa desenvolvido em linguagem FORTAN com a finalidade exclusiva de preparar os dados gerados pelo Gmsh para leitura e processamento pelo programa *CODE_BRIGHT*.

Através dos arquivos *root_gen.dat*, *root_gri.dat*, *material.tep.dat*, *material.ela.dat* as propriedades e valores de cada variável requerida são definidas ao modelo. A descrição das variáveis contidas nos arquivos *root_gen.dat*, *root_gri.dat* e demais arquivos que descrevem as propriedades dos materiais (**.tep.dat* e **.ela.dat*) podem ser consultadas no guia do usuário do programa *CODE_BRIGHT* (UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA - UPC, 2021).

7.4.2 Processamento do modelo

A aplicação de condições de contorno ao modelo (conforme detalhadas no tópico 8.2.3 deste trabalho) visa estabelecer uma condição representativa à condição de campo e simular uma situação de obra por meio do rebaixamento do nível d'água que irá induzir um desequilíbrio HM do sistema. Um novo reequilíbrio do sistema é requerido e para isso processamentos de cálculos apoiados em equações que governam o problema são efetuados.

O processamento do modelo foi realizado através do programa de elementos finitos *CODE_BRIGHT* (COupled DEformation of Brine Gas and Heat Transport) (OLIVELLA et al., 1994, 1996), que resolve problemas THM de forma totalmente acoplada valendo-se de equações governantes de balanço de massa de

água, de massa de ar, de massa de sólidos, de energia interna para meios porosos e de momento linear. O programa também se utiliza de equações constitutivas a destacar a Lei de Darcy, que relaciona fluxos advectivos de líquido e de gás para gradientes de pressão; a curva de retenção, que relaciona grau de saturação com sucção; a permeabilidade relativa da fase líquida e da fase gasosa dentre outras. A relação tensão-deformação é estabelecida utilizando-se modelos constitutivos. Neste trabalho foi utilizado o modelo mecânico elastoplástico Barcelona Basic Model (BBM) para simular a variação volumétrica do solo frente à variação da posição do nível d'água. Foi considerado que o sistema se encontra em condição isotérmica e submetido à pressão atmosférica e, portanto, as equações de balanço de massa de ar e de balanço de energia interna não foram consideradas.

7.4.3 Pós-processamento

O pós-processamento corresponde à etapa de apresentação dos resultados da simulação. Nesta etapa ferramentas de visualização e manipulação dos resultados são costumeiramente utilizadas.

A visualização e interpretação dos resultados no pós-processo foi realizada utilizando-se o programa ParaView. O software consiste em um pós-processador de código livre e aberto e permite que os usuários gerem cortes do modelo, gráficos para visões dos resultados em seções de interesse, visualizações rápidas dos resultados em 3D ou por interface de programação, possibilitando a análise de seus dados de forma quantitativa e qualitativa. É um aplicativo compatível com várias plataformas (Windows, Mac OS X, Linux, SGI, IBM, Blue Gene, Cray etc.), de interface aberta, flexível e intuitiva.

No ParaView, a visualização de resultados nos pontos de Gauss, a exemplo das tensões, não são possíveis. No entanto o CODE_BRIGHT foi adaptado para que as tensões fossem convertidas para os nós, possibilitando assim sua visualização.

8 ANÁLISES E RESULTADOS

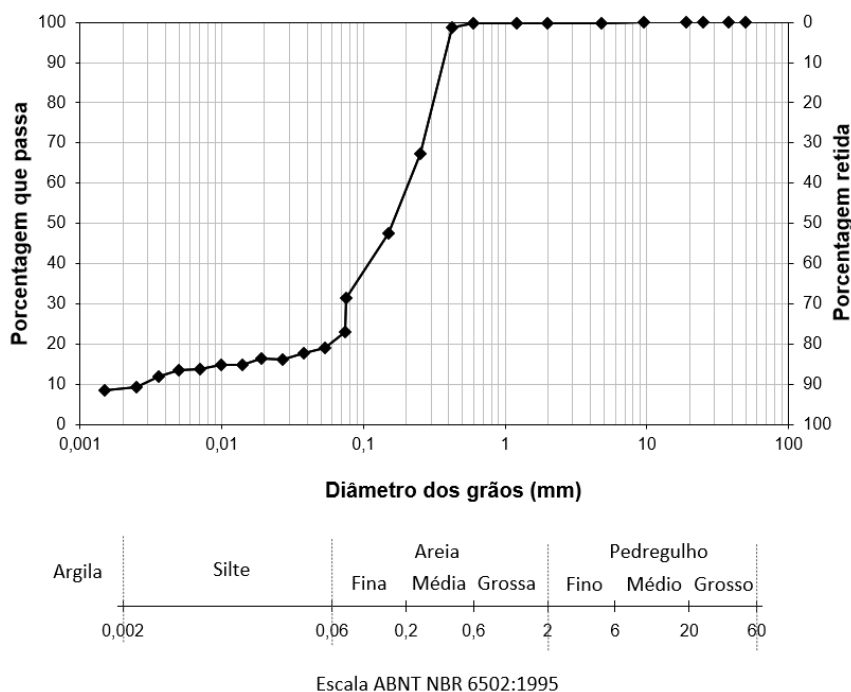
Nesta seção serão apresentados os elementos que fundamentaram as fases de pré-processamento, processamento e pós-processamento do modelo. Por fim, serão exibidos os resultados obtidos e as análises correspondentes.

8.1 Ensaios de investigação geotécnica

A definição do perfil geológico-geotécnico e a caracterização dos materiais do terrapleno foi fundamentada pelos seguintes ensaios *in situ* e de laboratório disponíveis: sondagens a percussão (SPT), análise granulométrica, massa específica dos sólidos (ρ_s), umidade (w), limite de liquidez e limite de plasticidade. A umidade e a massa específica dos sólidos foram determinadas por ensaios realizados em material coletado por meio de sondagem à trado (profundidade de 0 a 1,5m). Observa-se que o ensaio para a determinação da massa específica do solo (ρ) não está disponível devido à ausência de coleta de amostras indeformadas de solo.

Na Figura 8.1 é apresentada a curva granulométrica do solo do aterro. Na Tabela 8.1 são apresentadas as frações granulométricas resultantes dos ensaios de granulometria e os valores dos índices de consistência do solo obtidos através dos ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade. Da análise dos resultados dos ensaios verifica-se que o solo do aterro possui característica arenosa, desuniforme e mal graduado.

Figura 8.1 – Curva granulométrica do solo do aterro



Fonte: Acervo de dados do autor

Tabela 8.1 – Porcentagem granulométrica e limites de consistência do material do aterro

Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
9	12	79	25	18	7

Fonte: Acervo de dados do autor

Na Tabela 8.2 são apresentados os índices físicos tomados como representativos à camada de aterro do talude estudado.

Tabela 8.2 – Índices físicos do material do aterro

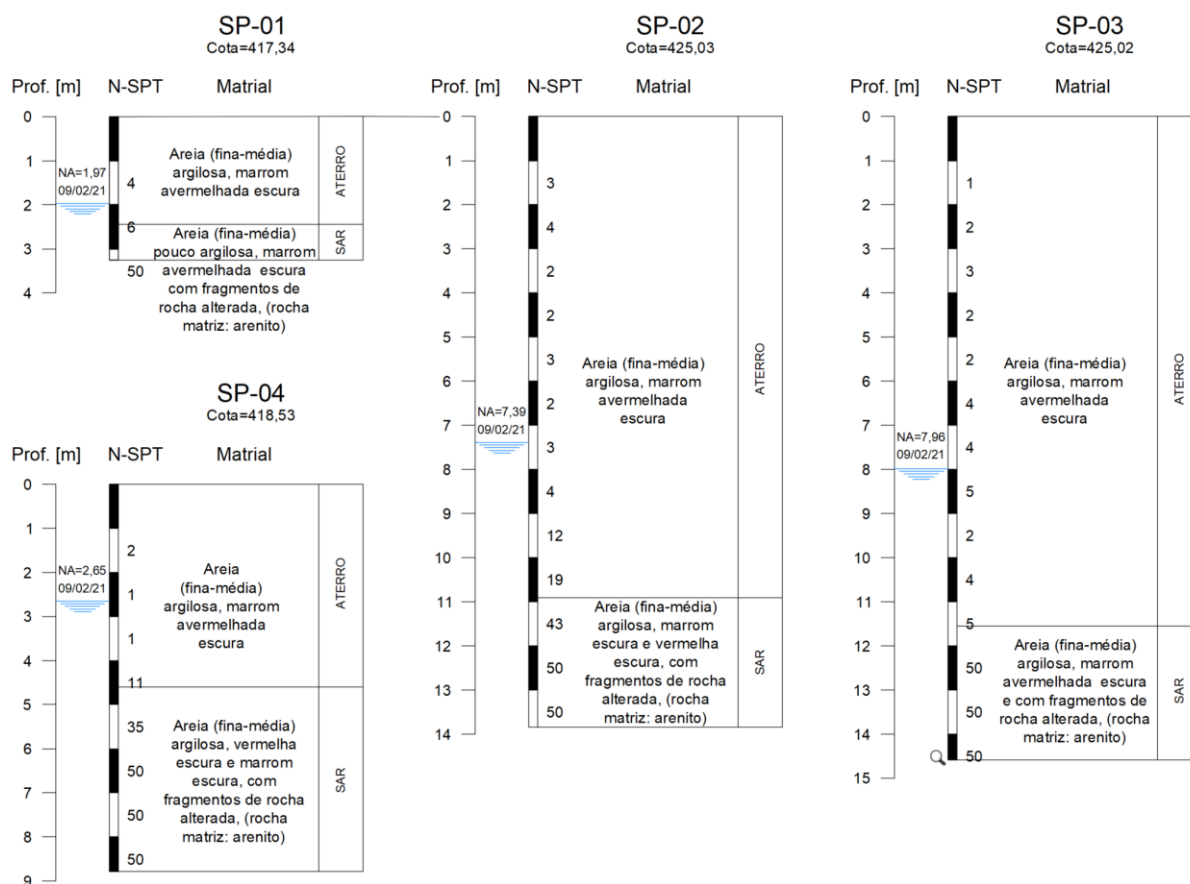
ρ_s (g/cm ³)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e	w (%)	S_I (%)
2,700	1,66	1,50	0,80	10,89	29,4

Fonte: Acervo de dados do autor

A Figura 8.2 apresenta os perfis das sondagens SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04 executadas na região do maciço terroso. As sondagens SP-01 e SP-04 foram executadas nos *offsets* do talude. Já os furos de sondagens SP-02 e SP-03 foram executados na parte superior, em regiões laterais aos acostamentos da rodovia. Da análise dos perfis de sondagens e de acordo com a classificação granulométrica do solo, verifica-se que o terrapleno é composto por uma camada de aterro de areia fina-média silto-argilosa marrom avermelhada escura, em geral fofa ($N-SPT \leq 4$ golpes), da ordem de 11,0 m de altura e com nível d'água apresentando-se a uma profundidade de cerca de 7,8 m em relação ao topo do maciço onde encontra-se implantada a rodovia. A sondagem SP-03 apresenta um valor de N-SPT de 1 golpes no primeiro metro de medição. O baixo valor do índice está relacionado à tentativa de se executar o bueiro sem o rebaixamento prévio do nível d'água, fato que gerou uma remoção excedente de solo na frente de escavação do túnel implicando no surgimento de vazios no corpo do aterro. Uma outra região com índice N-SPT igual a 1 também foi verificada nas proximidades da sondagem SP-04. A condição apresentada pode ser evidenciada pela Figura 7.3. Abaixo da camada de aterro é observada uma camada de solo de alteração de rocha composta de areia fina-média argilosa marrom avermelhada escura compacta (N-SPT de 19 a 40 golpes) a muito compacta (N-SPT ≥ 40 golpes), com espessura variando entre 1,0 e 4,5 m, aproximadamente. Sob a camada do solo de alteração de rocha encontra-se a rocha matriz de arenito. As sondagens a percussão permitiram caracterizar a posição do nível d'água no interior do maciço e mostraram a ocorrência de uma porção superior de solo não saturado e outra subjacente saturada. A atribuição do valor do índice de vazios (e) foi feita com base em correlações apoiadas nos resultados das sondagens SPT e em dados de resultados de ensaio laboratoriais de materiais com propriedades físicas semelhantes, realizados pelo Grupo de Pesquisa de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista, Campus de Bauru (FEB/UNESP). A partir do valor atribuído ao índice de vazios, determinou-se o peso específico natural por meio de equações que correlacionam esse índice com a umidade, peso específico dos sólidos e peso específico aparente seco.

Também foram atribuídos valores aos parâmetros mecânicos de módulos de elasticidade (E) e coeficientes de Poisson (ν) para as camadas subjacentes ao aterro, sendo elas: a camada de areia (fina-média) argilosa, marrom escura e vermelha escura e com fragmentos de rocha alterada; e a camada de arenito. Os valores foram tomados com base nos resultados de medidas N-SPT obtidas das sondagens à percussão e em correlações propostas por Schnaid e Odebrecht (2014) e Teixeira e Godoy (1996).

Figura 8.2 – Perfis de sondagens a percussão SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04



Fonte: Acervo de dados do autor

8.2 Modelagem do talude

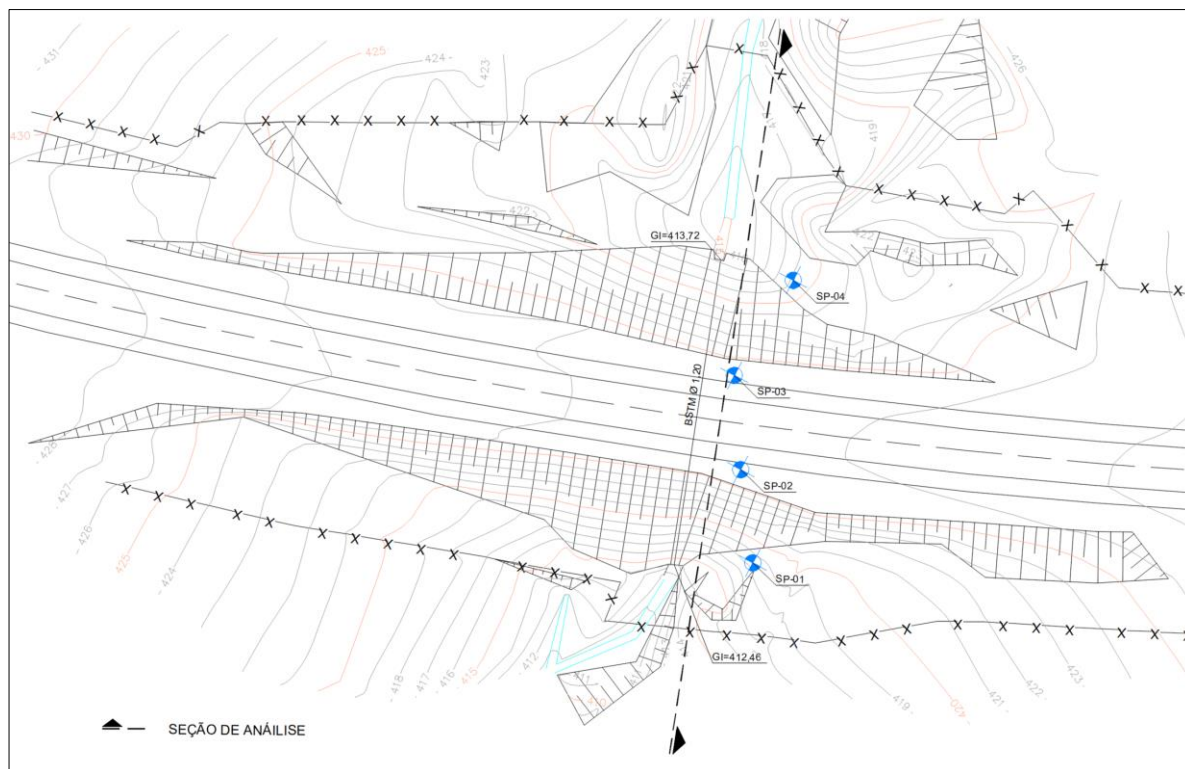
A modelagem do aterro apoiou-se nas seguintes etapas: (1) definição da geometria do problema; (2) definição da malha de elementos finitos; e (3) aplicação das condições iniciais e de contorno.

8.2.1 Geometria do problema

Com base no levantamento topográfico planialtimétrico cadastral e nas sondagens de simples reconhecimento SPT disponíveis da área de estudo, a geometria e o perfil geológico-geotécnico do problema estudado foram definidos. A modelagem da superfície topográfica e da seção geométrica transversal considerada representativa à análise foram desenvolvidas com o uso do *software* Autocad Civil 3D. Foram reproduzidos os

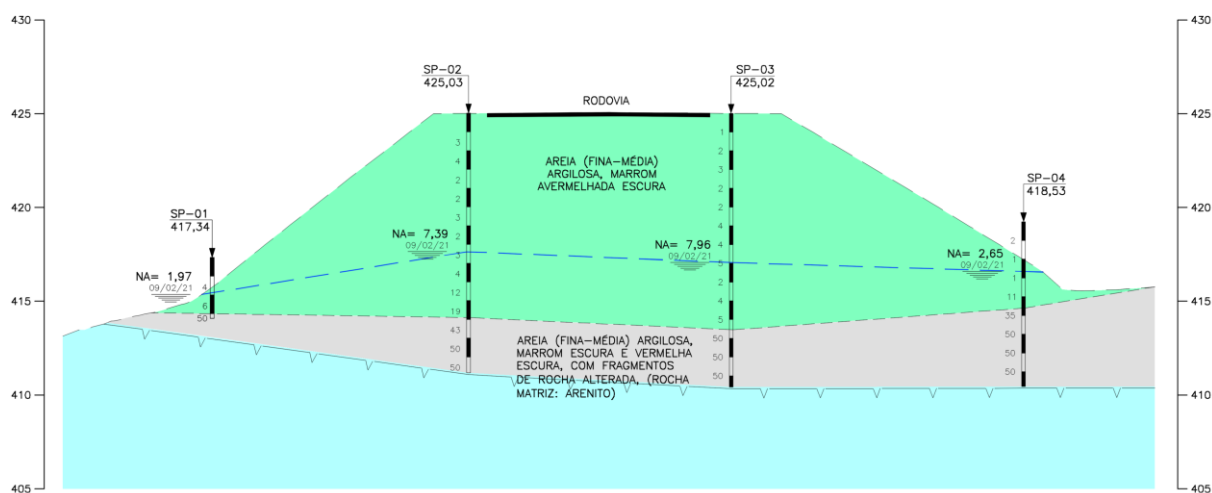
perfis das sondagens SPT disponíveis na seção transversal representativa do estudo e procedida a elaboração do perfil geológico-geotécnico característico do problema. A Figura 8.3 apresenta o levantamento planialtimétrico cadastral do terrapleno, a localização das sondagens SPT e a indicação da seção considerada como representativa para as análises. A Figura 8.4 ilustra o perfil geológico-geotécnico definido para o estudo.

Figura 8.3 – Levantamento planialtimétrico cadastral, locação das sondagens SPT e seção de análise



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.4 – Perfil geológico-geotécnico definido representativo do modelo



Fonte: Elaborada pelo autor

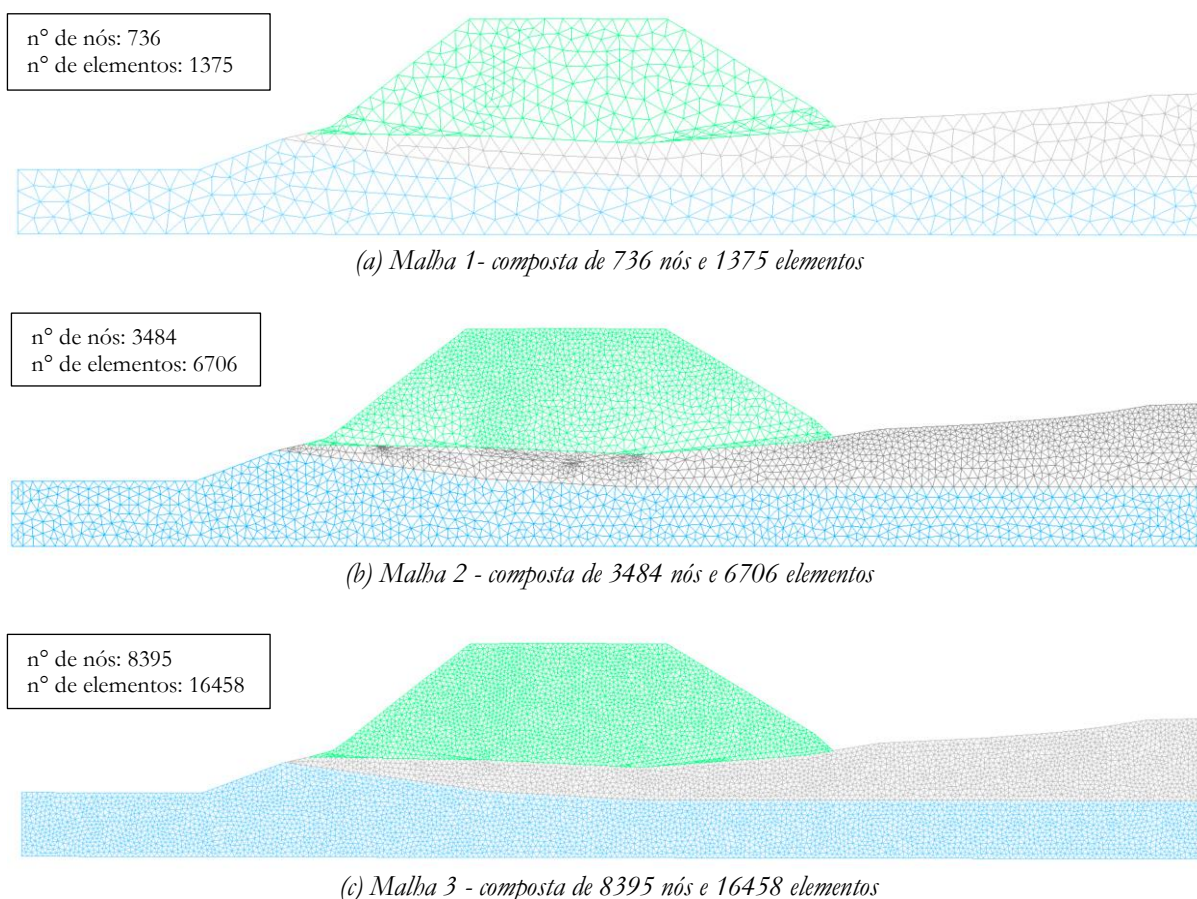
O modelo gerado é composto por três camadas de solo, sendo contatado na camada superior (aterro) uma porção de solo não saturado.

8.2.2 Definição da malha de elementos finitos

A precisão dos resultados numéricos está estreitamente ligada à escolha da malha de elementos finitos. As malhas são compostas de nós e elementos nos quais os cálculos numéricos são realizados. Quanto mais discretizadas, mais precisos tornam-se os resultados dos cálculos. Por outro lado, ao se discretizar a malha, o tempo de processamento dos cálculos (custo computacional) aumentam, e, desse modo, detalhes excessivos das malhas podem inviabilizar o processo de cálculos devido ao longo tempo de processamento demandado. Entretanto, para se obter boas precisões nos resultados dos cálculos com aceitável custo computacional, testes de convergência devem ser realizados.

Neste trabalho os testes de convergência foram realizados levando-se em conta os resultados obtidos em simulações conduzidas em malhas menos e mais discretizadas. Na Figura 8.5 são apresentadas as geometrias das malhas de elementos finitos definidas e testadas. As malhas possuem características não estruturadas bidimensionais compostas por elementos triangulares de três nós e elementos unidimensionais.

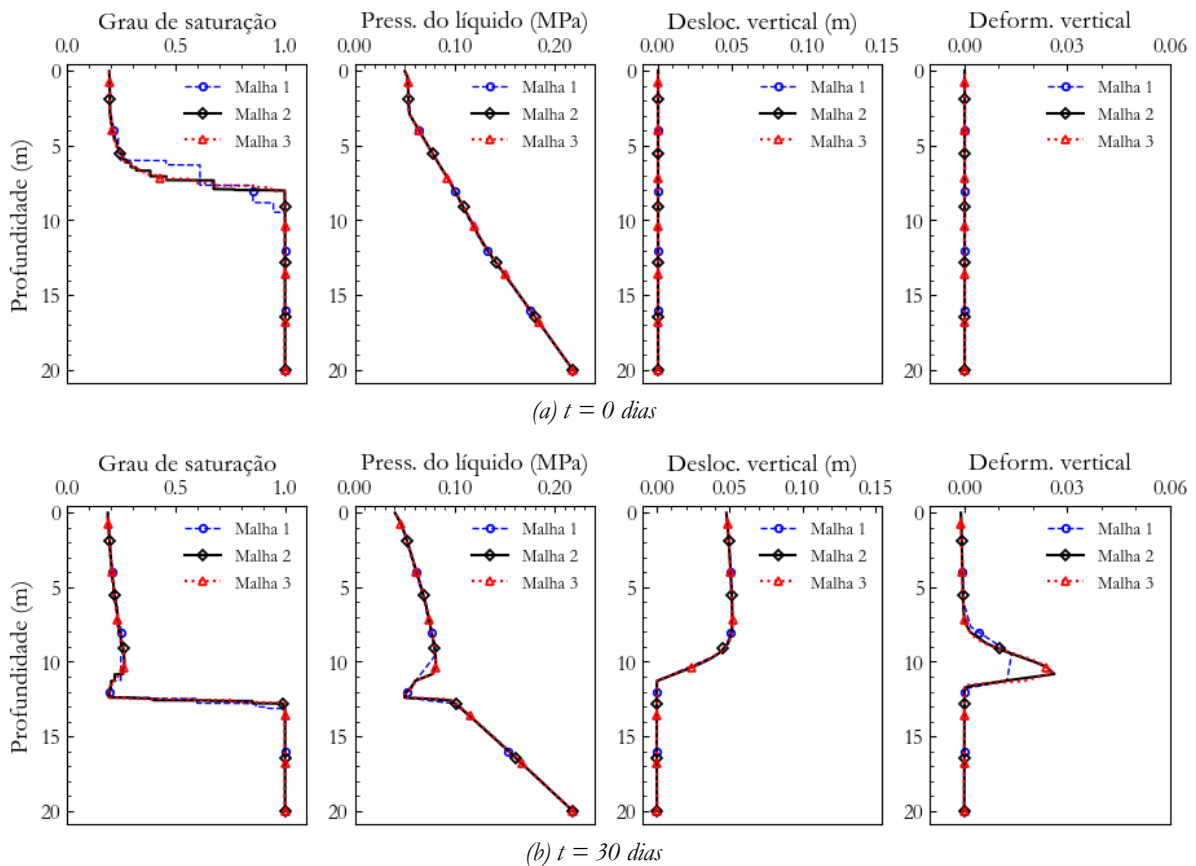
Figura 8.5 – Geometrias das malhas de elementos finitos submetidas a testes de convergência



Fonte: Elaborada pelo autor

Os testes de convergência contemplaram o carregamento imposto à rodovia, o efeito do solo não saturado através da aplicação de propriedades elastoplásticas ao material do aterro e o processo de rebaixamento do nível d'água através da aplicação da sucção nos drenos. Foram avaliadas três malhas de elementos finitos (denominadas Malha 1, Malha 2 e Malha 3) através da comparação dos resultados da evolução temporal das variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de drenagem do maciço. A Figura 8.6 ilustra os resultados obtidos para os testes de convergência conduzidos.

Figura 8.6 – Resultados dos testes de convergência de malhas



Fonte: Elaborado pelo autor

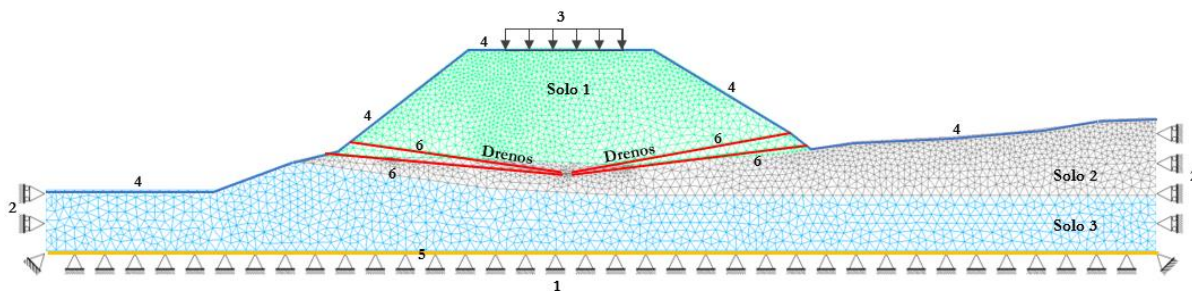
A Figura 8.5(b) ilustra a malha de elementos finitos definida para modelo. Uma maior discretização da malha foi realizada nas imediações dos drenos ao longo de seu comprimento e na região da camada do aterro. A dimensão dos triângulos da malha na região dos drenos e camada do aterro corresponde à metade do tamanho dos elementos da malha definidos para as demais camadas de solo que integram o modelo. A malha escolhida para as análises numéricas é composta por 3.484 nós e 6.706 elementos.

8.2.3 Condições iniciais e de contorno

As condições iniciais e de contorno foram definidas e aplicadas ao modelo com a intenção de reproduzir um estado de tensões representativo à condição de campo do terrapleno.

A Figura 8.7 representa o domínio geométrico considerado na modelagem dos experimentos numéricos no qual são ilustrados a geometria do talude, a malha de elementos finitos e as condições iniciais e de contorno definidas para o modelo. As numerações destacadas têm por objetivo identificar as regiões de aplicação das condições iniciais e de contorno.

Figura 8.7 – Geometria, malha e condições de contorno do modelo



Fonte: Elaborada pelo autor

As seguintes condições iniciais e de contorno foram aplicadas ao modelo numérico:

- Condições de contorno essencial (identificações 1 e 2), que impedem os deslocamentos horizontais e verticais na base da seção ($u_x = u_y = 0.MBC$) e os deslocamentos horizontais nos bordos das extremidades direita e esquerda da seção ($u_x = 0.MBC$).
- Condição de contorno natural (identificação 3) representativa da carga de utilização da rodovia ($F_y.MBC$). O carregamento imposto foi de 25kPa.
- Condições hidráulicas de fluxo na superfície de contato solo-atmosfera (identificação 4). Essa condição visa simular o efeito da sucção matricial a qual o solo encontra-se submetido ($p_{v1}.FBC$ e $p_{v2}.FBC$). O valor da sucção inicial imposta foi de 50kPa para a região não saturada e de 100kPa para a região saturada.
- Condição de contorno de pressão na base da seção do modelo (identificação 5) que objetiva estabelecer a posição inicial do nível d'água. Os valores das pressões aplicadas ao longo da extensão da base da seção do terrapleno descrevem a posição inicial do nível d'água conforme geometria definida e ilustrada na Figura 8.4.
- condições iniciais de pressões do líquido na região não saturada do aterro, que descrevem a quantidade de água presente no solo e consequentemente a sucção matricial atuante.

Após o equilíbrio de massas e forças resultantes das condições iniciais e de contorno aplicadas ao modelo, assume-se que o maciço se encontra sob um estado de tensões representativo às condições de campo. Esse instante foi denominado $t = 0$ dias e corresponde ao início das análises deste trabalho. Neste momento, uma nova condição de contorno de pressão é aplicada ao modelo:

- Condição de contorno de pressão ao longo dos drenos implantados à geometria do problema, com a finalidade de simular o efeito da sucção a vácuo aplicada para induzir o rebaixamento do nível freático verificado inicialmente no maciço. O valor da sucção imposta ao longo dos elementos drenantes foi de 50kPa. A condição de sucção aplicada foi mantida por um período de 30 dias.

8.3 Parâmetros dos modelos constitutivos

Para a realização das simulações numéricas no programa CODE_BRIGHT, um conjunto de parâmetros constitutivos são requeridos. Os parâmetros mecânicos e hidráulicos atribuídos ao Modelo Básico de Barcelona (BBM) foram estabelecidos com base em ensaios de compressão triaxial, compressão edométrica, determinação da curva de retenção e permeabilidade, conduzidos no Laboratório de Mecânica dos Solos da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (FE/Unesp), realizados com amostras do solo de Bauru (FERNANDES, 2016; SAAB, 2016) que apresenta características físicas e propriedades mecânicas similares ao solo do talude objeto da pesquisa. Os ensaios de compressão triaxial e de compressão edométrica saturados foram realizados por contrapressão e saturação por capilaridade, respectivamente, enquanto os ensaios não saturados foram realizados por meio da técnica de translação de eixo para imposição e controle de sucção. Os ensaios geotécnicos disponíveis embasaram as correlações realizadas entre os materiais. Vale ressaltar que ambos os solos estão inseridos no mesmo contexto geológico.

Ao material de aterro, que corresponde à camada superior do modelo, atribuiu-se propriedades elastoplásticas aplicando-se o modelo constitutivo BBM para descrever o seu comportamento mecânico. Às camadas intermediária e mais profundas, foram atribuídas propriedades elásticas empregando-se o modelo elástico linear. O experimento numérico consiste na análise do comportamento HM do talude de aterro frente ao processo de rebaixamento do nível d'água. A pressão do gás e a temperatura do meio foram mantidas constantes, sendo adotados os seguintes valores: $T = 20^{\circ}\text{C}$ e $P_g = 0,10 \text{ MPa}$.

A Tabela 8.3 apresenta os parâmetros e respectivos valores atribuído ao solo do aterro, o qual foi considerado de comportamento elastoplástico. A Tabela 8.4 traz os parâmetros e valores designados aos materiais das camadas subjacentes ao aterro, aos quais foram atribuídos o comportamento elástico.

Tabela 8.3 – Parâmetros do modelo BBM – Solo 1

Parâmetro	Unidade	Valor	Parâmetro	Unidade	Valor
Componente elástica			Componente plástica		
κ	-	0,015	$\lambda(0)$	-	0,15
κ_s	-	0,002	r	-	0,68
$K_{\min}$	MPa	4,0	β	MPa^{-1}	20,0
ν	-	0,3	k	-	0,2
			p_{s0}	MPa	0,1
			p_c	MPa	0,14E-2
			M	-	1,38
			α	-	0,99
			e_0	-	0,8
			p_0^*	MPa	0,025

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 8.4 – Parâmetros do modelo Linear Elástico – Solo 2 e Solo 3

Parâmetro	Unidade	Valor	
		Solo 2	Solo 3
E	MPa	100	140
ν	-	0,3	0,3

Fonte: Elaborada pelo autor

Os parâmetros e valores que descrevem as características das curvas de retenção do Solo 1 e do Solo 2 encontram-se apresentados na Tabela 8.5. A Tabela 8.6 traz os valores representativos de permeabilidade intrínseca e porosidade inicial aplicados aos solos e drenos horizontais profundos (DHP's) que compõem o modelo.

Tabela 8.5 – Parâmetros da curva de retenção e da permeabilidade relativa da fase líquida

Parâmetro	Unidade	Valor	
		Solo 1	Solo 2
P_0	MPa	0,0025	0,0025
σ_0	N.m ⁻¹	0,072	0,072
λ	-	0,5	0,5
S_{rl}	-	0,15	0,15
S_{ls}	-	1,0	1,0

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 8.6 – Parâmetros de permeabilidade intrínseca

Parâmetro	Unidade	Valor		
		Solo 1	Solo 2	Drenos
$(K_{11})_0 = (K_{22})_0 = (K_{33})_0$	m ²	1,0E-12	1,0E-12	1,0E-08
$\varphi_{\min}$	-	0,00	0,00	0,00
φ_0	-	0,50	0,50	1,00

Fonte: Elaborada pelo autor

Os valores referentes aos parâmetros da curva de retenção e da permeabilidade intrínseca não foram apresentados para o Solo 3 devido essa camada manter-se saturada durante todo o período das análises.

Para fins de identificação no decorrer deste trabalho, os parâmetros definidos neste tópico serão denominados de parâmetros originais do modelo.

8.4 Análise paramétrica

A partir da definição da geometria, parâmetros constitutivos e condições de contorno e iniciais do modelo, simulações do rebaixamento do nível d'água foram realizadas utilizando-se o programa CODE_BRIGHT. Como subsídio às análises do comportamento HM do talude sob o efeito do rebaixamento do nível freático, as variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical foram selecionadas. Para visualização dos resultados das simulações o programa ParaView foi utilizado. O programa permitiu a extração de dados temporais que descrevem e ilustram o comportamento das variáveis escolhidas durante o processo de rebaixamento do nível d'água. Para a visualização do comportamento das variáveis analisadas, os instantes de tempo $t = 0$ dias, $t = 3$ dias, $t = 14$ dias e $t = 30$ dias foram escolhidos. Conforme já mencionado, o instante $t = 0$ dias corresponde ao marco inicial das análises. O tempo $t = 3$ dias refere-se a um instante no qual o processo do rebaixamento do nível d'água está ocorrendo. O tempo $t = 14$ dias refere-se a um instante de tempo no qual verifica-se que o nível freático se encontra praticamente rebaixado por

completo. O tempo $t = 30$ dias corresponde ao instante que a pressão de sucção aplicada nos drenos é interrompida.

Com o objetivo de avaliar a influência dos parâmetros p_0^* , $\lambda(0)$, r , β , P_0 , λ e k do modelo no processo de variação volumétrica resultante do efeito do rebaixamento do nível freático, ocorrido ao longo da profundidade do perfil do solo, análises paramétricas foram realizadas. Para as análises, procedeu-se a variação individual de cada parâmetro avaliado mantendo-se aos demais parâmetros os seus valores originais. São apresentados na Tabela 8.7 os valores atribuídos aos parâmetros selecionados para as análises paramétricas.

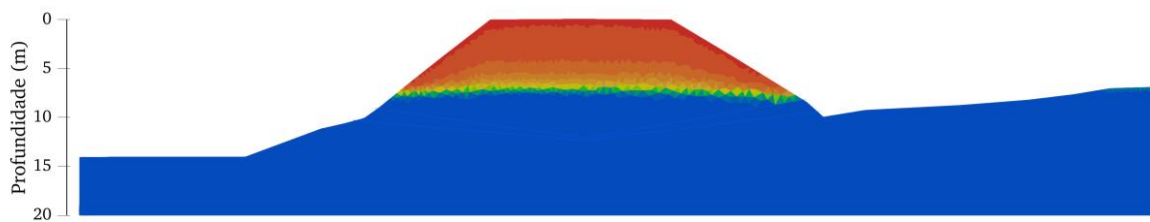
Tabela 8.7 – Parâmetros e respectivos valores atribuídos nas análises paramétricas

Parâmetros Mecânicos do BBM				Parâmetros hidráulicos		
				Permeabilidade intrínseca	Curva de retenção	
p_0^* (MPa)	$\lambda(0)$	r	β	k	P_0	λ
0,015	0,10	0,50	10	1E-11	0,0015	0,30
0,025	0,15	0,68	20	1E-12	0,0025	0,50
0,035	0,20	0,90	30	1E-13	0,0035	0,70

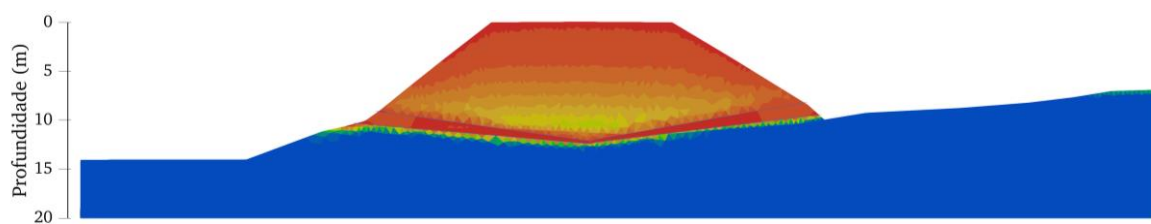
Fonte: Elaborada pelo autor

As Figuras 8.8, 8.9, 8.10, 8.11 e 8.12 apresentam, respectivamente, para os instantes de tempo $t = 0$ dias, $t = 3$ dias, $t = 14$ dias e $t = 30$ dias, perfis do terrapleno que ilustram a distribuição espacial do grau de saturação, da pressão do líquido, das tensões de cisalhamento, dos deslocamentos verticais e das deformações verticais obtidas por meio das simulações numéricas, utilizando os parâmetros originais do modelo. É possível observar que as tensões de cisalhamento se apresentam condizentes com as condições mecânicas do maciço, onde os maiores valores absolutos se concentram nas regiões próximas ao talude. O comportamento das demais variáveis serão discutidos no decorrer desta seção.

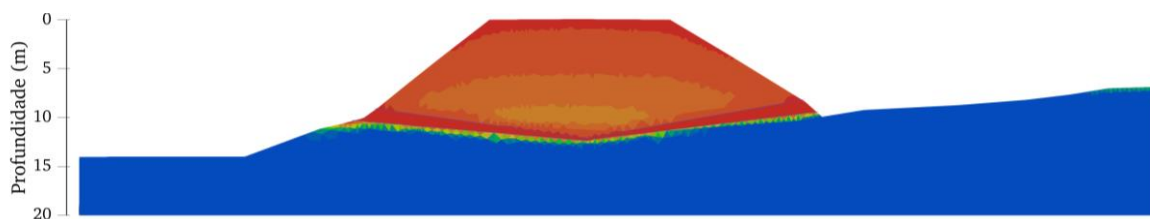
Figura 8.8 – Evolução temporal do grau de saturação no perfil do terrapleno



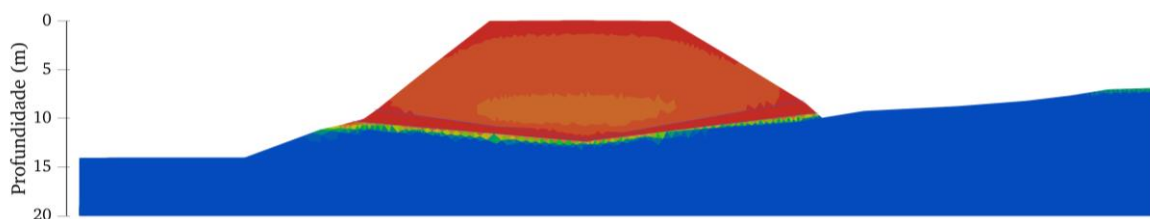
(a) $t = 0$ dias



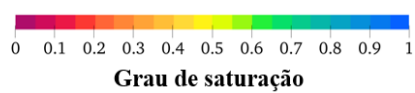
(b) $t = 3$ dias



(c) $t = 14$ dias

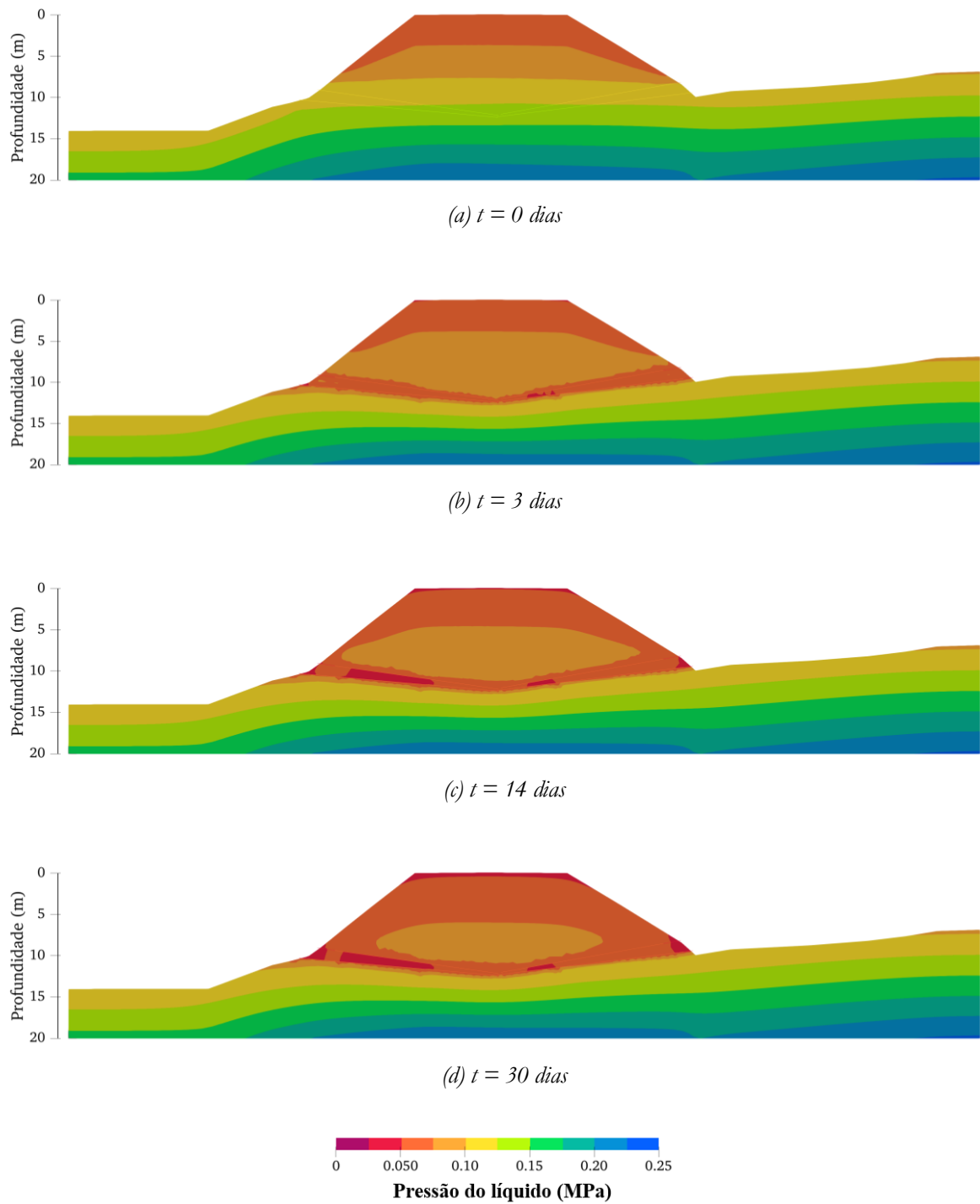


(d) $t = 30$ dias



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.9 – Evolução temporal das pressões do líquido nos poros do solo do terrapleno



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.10 – Evolução temporal das tensões cisalhantes no perfil do terrapleno

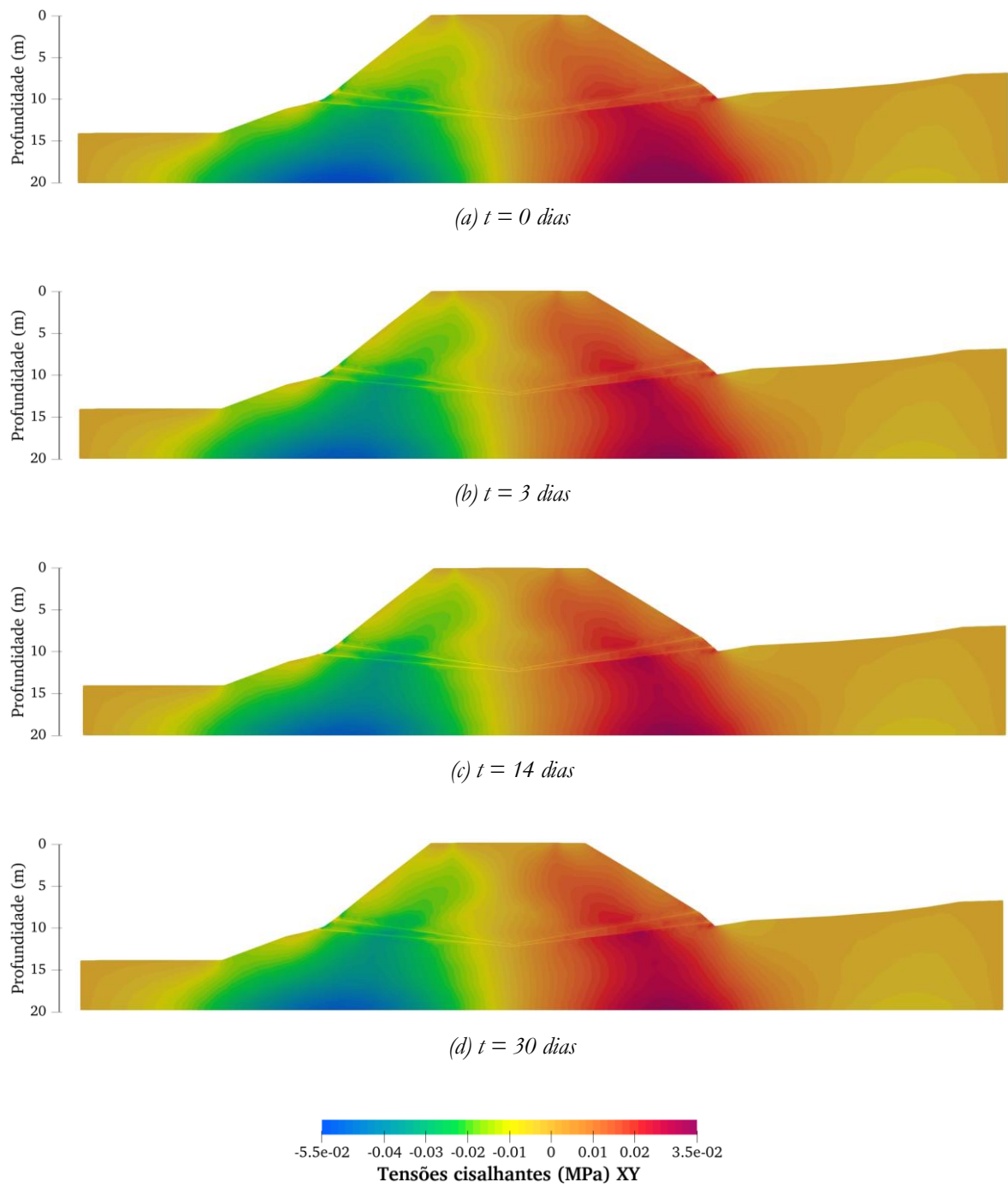
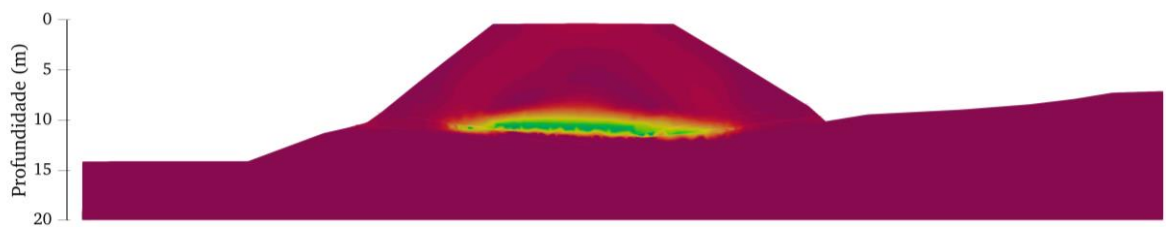


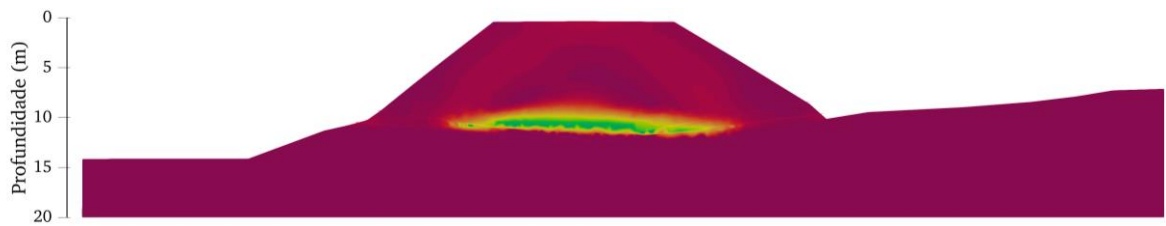
Figura 8.11 – Evolução temporal das deformações verticais no perfil do terrapleno



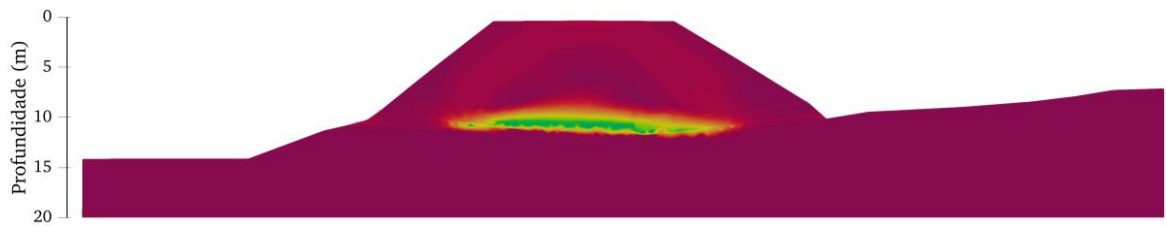
(a) $t = 0$ dias



(b) $t = 3$ dias



(c) $t = 14$ dias



(d) $t = 30$ dias

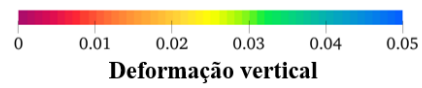
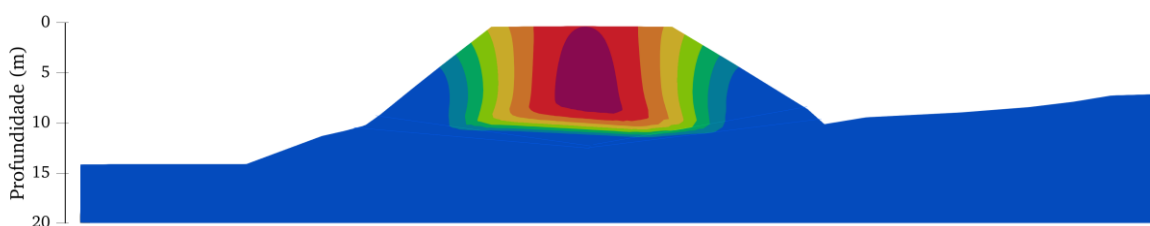


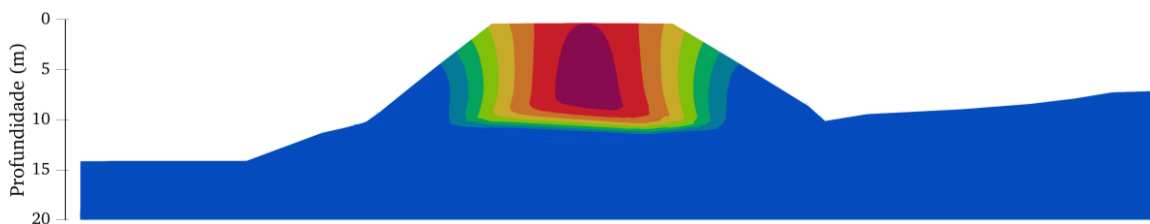
Figura 8.12 – Evolução temporal dos deslocamentos verticais do solo no perfil do terrapleno



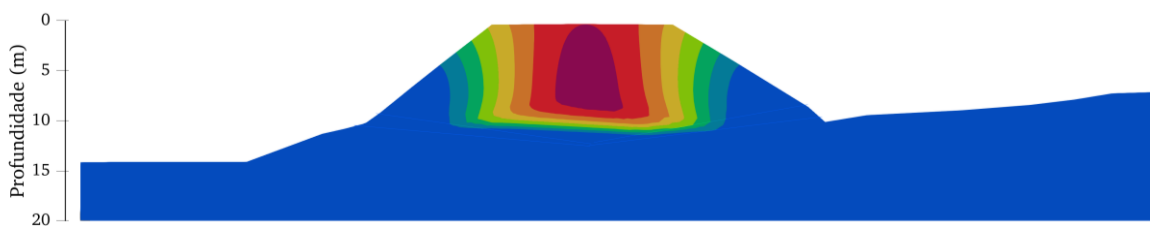
(a) $t = 0$ dias



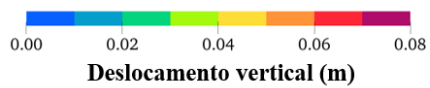
(b) $t = 3$ dias



(c) $t = 14$ dias



(d) $t = 30$ dias

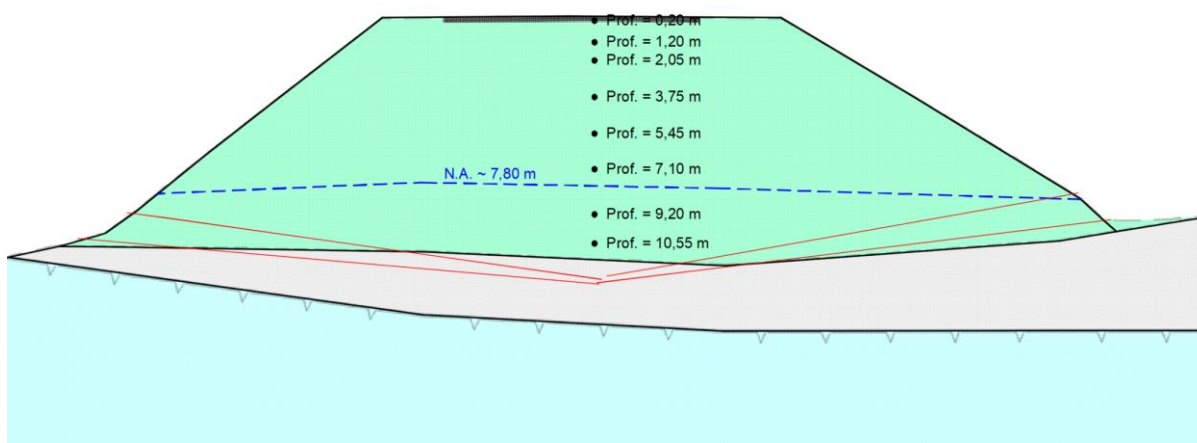


Fonte: Elaborada pelo autor

São apresentados nas seções posteriores, gráficos que ilustram o comportamento das variáveis analisadas ao longo da profundidade do aterro. Os gráficos foram obtidos a partir dos resultados dos experimentos numéricos realizados e se fizeram elementos importantes às análises paramétricas. As curvas resultantes dos parâmetros originais do modelo e àquelas obtidas dos parâmetros variados foram plotadas em um mesmo perfil com o objetivo de visualizar e identificar a influência do respectivo parâmetro sobre o comportamento da variável avaliada. As curvas plotadas em linha sólida, cor preta e marcadores em forma de losango foram obtidas por meio dos parâmetros originais do solo. As linhas seccionadas, de cores azul e vermelha e identificadas por marcadores em forma de círculos e triângulos descrevem os resultados obtidos para variações dos valores dos parâmetros originais. A seção de análise corresponde à seção vertical de corte do aterro na projeção do eixo da rodovia.

Objetivando entender a influência dos drenos no comportamento HM do solo do aterro da rodovia, algumas trajetórias de tensões foram monitoradas durante o processo de rebaixamento do nível d'água. Para o propósito foram selecionados pontos de interesse de análise ao longo da profundidade do aterro, localizados nas proximidades da projeção do eixo da rodovia. A Figura 8.13 ilustra a disposição dos pontos escolhidos.

Figura 8.13 – Localização dos pontos selecionados para análises das trajetórias de tensões



Fonte: Elaborada pelo autor

8.4.1 *Variações dos parâmetros mecânicos p_0^* , $\lambda(0)$, r e β*

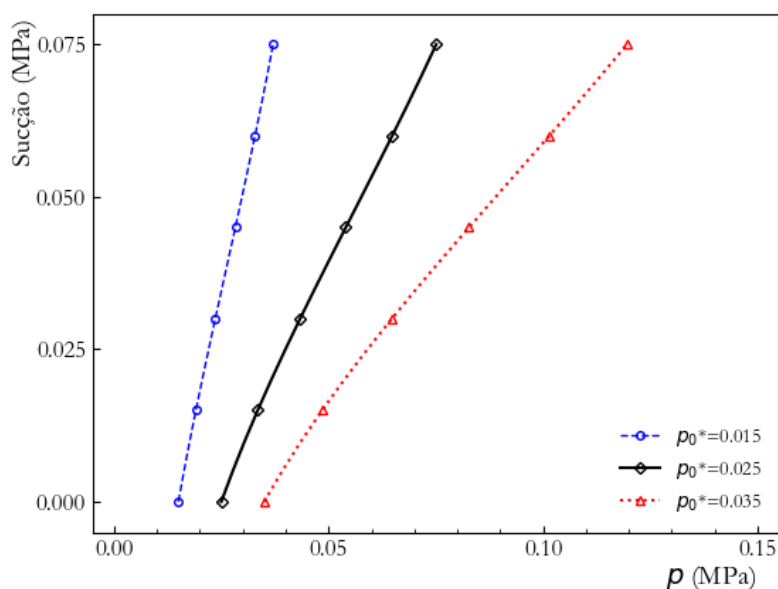
Neste tópico serão explorados os impactos percebidos em relação às variações dos parâmetros p_0^* , $\lambda(0)$, r e β do modelo HM no tocante às características de resposta das variações volumétricas apresentadas pelo aterro. As Figuras 8.19, 8.24, 8.29 e 8.34 apresentam, para as respectivas variações de valores realizadas aos parâmetros p_0^* , $\lambda(0)$, r e β , a evolução temporal das variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical em resposta ao efeito do processo de drenagem do maciço de solo ocorrido durante o período de operação dos drenos.

8.4.1.1 Tensão de cedência - p_0^*

Os resultados das simulações indicaram que a saturação e a pressão do líquido não foram influenciadas pela tensão de cedência, evidenciando uma baixa influência do parâmetro no comportamento hidráulico e no estado de pressões da água no solo. No tocante à variável deformação, observa-se a ocorrência de deformações plásticas resultantes do efeito do rebaixamento do nível d'água. Para valores maiores de tensão de cedência as deformações ocorridas foram menores. Coerente ao comportamento da variável deformação, o aumento da tensão de cedência resultou em menores deslocamentos na superfície do aterro.

A Figura 8.14 ilustra a tendência do comportamento das curvas LC resultantes para variações do valor da tensão de cedência do solo ($p_0^* = 0,015$ MPa, $p_0^* = 0,025$ MPa e $p_0^* = 0,035$ MPa). Nota-se o aumento significativo do domínio elástico para incrementos do valor da tensão de cedência.

Figura 8.14 – Curvas LC resultantes para variações do parâmetro p_0^*



Fonte: Elaborada pelo autor

O comportamento das deformações volumétricas resultantes dos distintos valores atribuídos à tensão de cedência pode ainda ser interpretado com o auxílio das Figuras 8.16, 8.17 e 8.18 que ilustram, nos planos (σ_H, s) , (σ_h, s) , (σ_v, s) e (p, s) , as trajetórias de tensões desenvolvidas em diferentes profundidades ao longo do perfil do aterro. As trajetórias abrangem o comportamento das tensões no período compreendido pelos instantes $t = 0$ dias e $t = 30$ dias (início e final do processo de rebaixamento do nível freático). Previamente ao acionamento dos drenos, o maciço encontra-se em um estado de equilíbrio de tensões geradas pelo efeito gravitacional e pela sobrecarga de utilização da rodovia. A partir do início da operação do sistema de drenagem é iniciado um processo de remoção de água do interior do solo e um novo reequilíbrio de massas e forças é requerido, induzindo o desenvolvimento de novas tensões e deformações no material.

Ao início da operação dos drenos foi observado no comportamento das trajetórias de tensões de elementos mais profundos localizados próximos à região de instalação das estruturas drenantes, um pequeno incremento da tensão vertical (compressão) e sua posterior redução a medida do aumento do efeito da sucção no solo decorrente do processo de remoção de massa de água. Interpreta-se que, associada a boa permeabilidade do solo, a ação dos drenos promove uma drenagem relativamente rápida da água presente na região saturada do aterro desencadeando um alívio das pressões hidrostáticas atuantes nas partículas sólidas, induzindo deformações que se manifestam na forma de deslocamentos ao maciço. A remoção de água dos poros do solo na região dos drenos desencadeia uma tendência à movimentação e ao rearranjo das partículas sólidas do aterro. No tocante ao comportamento das tensões horizontais, os resultados dos experimentos mostram que os maiores incrementos de compressão se deram nas regiões menos profundas do aterro desnevolvendo-se em um intervalo de tempo logo após o início da operação dos drenos. Relaciona-se os incrementos de tensões de compressão horizontais ao processo de rearranjo das partículas do solo decorrente do efeito do rebaixamento do nível freático e do consequente alívio de pressões hidrostáticas no solo. Nesse processo, os grãos tendem a se movimentar horizontalmente, mas são impedidos por outros elementos localizados lateralmente (outros grãos) que buscam anular os deslocamentos horizontais.

Após período em que se observa os incrementos de tensões verticais compressivas nos elementos próximos aos drenos, verificou-se uma inversão na tendência de direção das trajetórias dessas tensões. Relaciona-se o novo padrão de percurso das tensões à diminuição do grau de saturação do solo devido à ação dos drenos que provocam uma tendência à sua desidratação, ocasionando o aumento da pressão negativa da água nas partículas sólidas (efeito capilar), originando o efeito de sucção. O acréscimo da sucção confere ao solo um aumento da sua rigidez. Como pode ser visualizado nas curvas das trajetórias de tensões, percebe-se neste momento, uma tendência inicial de uma maior taxa de variação da tensão média em relação ao aumento da intensidade da sucção. Ao passo do tempo, nota-se uma redução dessa taxa de variação que se estabiliza de forma a gerar pequenas variações de tensões com o aumento da sucção. Para o período posterior ao processo de rearranjo das partículas sólidas, verificou-se, com base nos resultados obtidos, uma estabilização das taxas de variações das tensões verticais e horizontais, evidenciando-se uma pequena variação decrescente de tensão com o aumento da sucção. Interpreta-se que a situação possui estreita relação com o a sucção imposta e com o consequente processo de secagem do solo, fatores que tendem a induzir um cenário de contração pelo efeito de ressecamento, gerando esforços de tração internos que tendem a um alívio dos esforços de compressão atuantes.

Com base no conceito dos aspectos físicos descritos nos parágrafos anteriores e no comportamento das trajetórias de tensões observadas nas Figuras 8.16, 8.17 e 8.18, destaca-se a tendência da diminuição da intensidade dos incremento de tensões verticais de compressão desenvolvidos em relação a redução da profundidade do aterro. Entende-se que, associado a não ocorrência de novos carregamentos externos em relação aos já atuantes (peso próprio e sobrecarga de utilização da rodovia), ocorre ao longo do perfil do aterro uma dissipação das tensões verticais ocasionadas pelo carregamento imposto pela ação dos drenos. Com relação às tensões de compressão horizontais desenvolvidas as maiores magnitudes foram observadas nas regiões menos profundas do aterro. Nota-se, para uma mesma profundidade, o desenvolvimento de

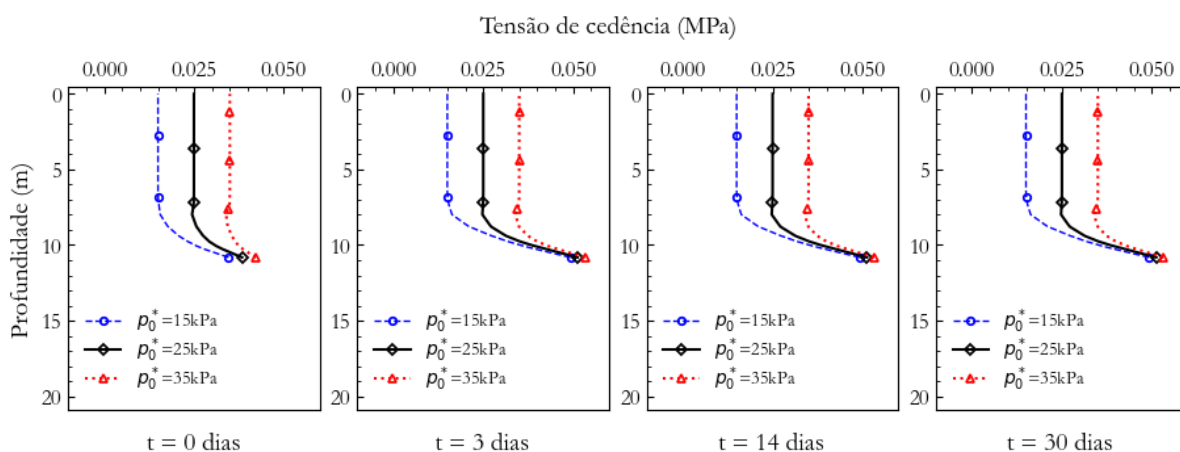
maiores tensões horizontais na direção x (correspondente ao sentido da seção transversal do aterro) em relação às magnitudes das tensões horizontais observadas na direção z (sentido longitudinal à rodovia). Atribui-se o comportamento às diferentes condições de confinamento do solo verificadas para cada direção.

A tendência dos trajetos de tensões desenvolvidos no plano (p, s) apresenta-se similar em todos os casos analisados neste trabalho, diferindo-se pelas intensidades de tensões e pressões de sucção geradas em cada situação específica.

Fundamentando-se no contexto do comportamento das tensões e deformações frente aos carregamentos impostos ao maciço, nos resultados do comportamento temporal das variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical apresentados na Figura 8.19 bem como na geometria das trajetórias de tensões dispostas nas Figuras 8.16, 8.17 e 8.18, evidencia-se uma forte influência da variável tensão de cedência no comportamento das deformações volumétricas do solo. Destaca-se que os solos caracterizados por menores valores de tensão de cedência estão propensos ao desenvolvimento de maiores tensões, deformações e recalques. Os resultados indicam que os recalques desenvolvidos não apresentam relação linear com a variação da tensão de cedência. Observa-se uma tendência de aumento significativa das intensidades dos recalques desenvolvidos na superfície do aterro em relação às variações dos valores da tensão de cedência.

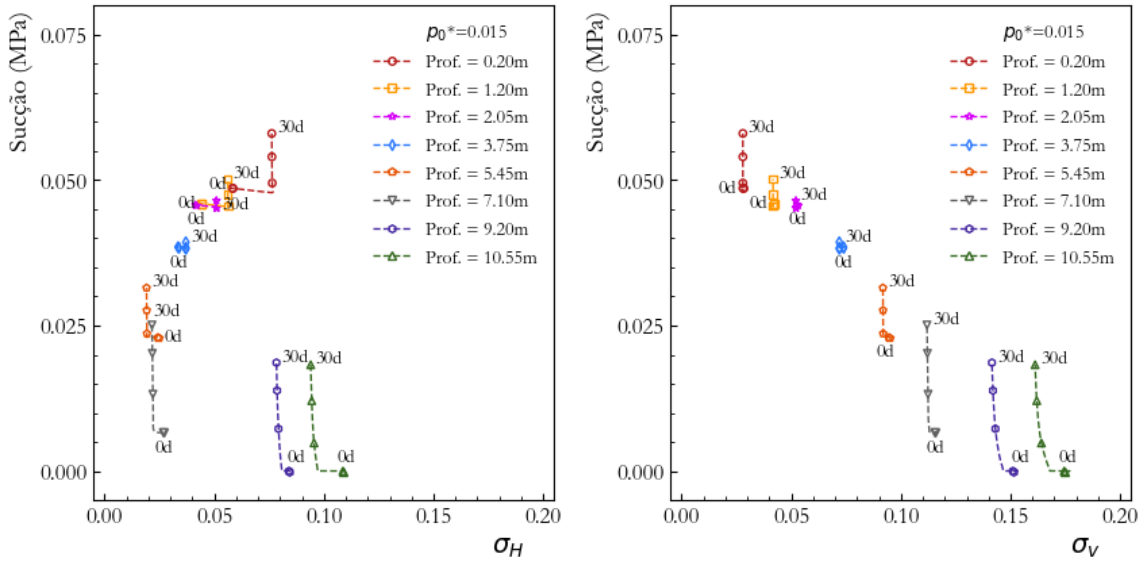
A Figura 8.15 mostra a evolução temporal do parâmetro tensão de cedência do solo na condição saturada durante o evento de rebaixamento do nível d'água. O comportamento das curvas evidencia o aumento de p_0^* em uma porção mais profunda do aterro correspondente à região onde os drenos foram instalados. Observa-se maior variação do parâmetro em solos com valores menores de p_0^* .

Figura 8.15 – Evolução temporal do parâmetro p_0^* ao longo da profundidade do aterro durante o processo de rebaixamento do nível d'água.



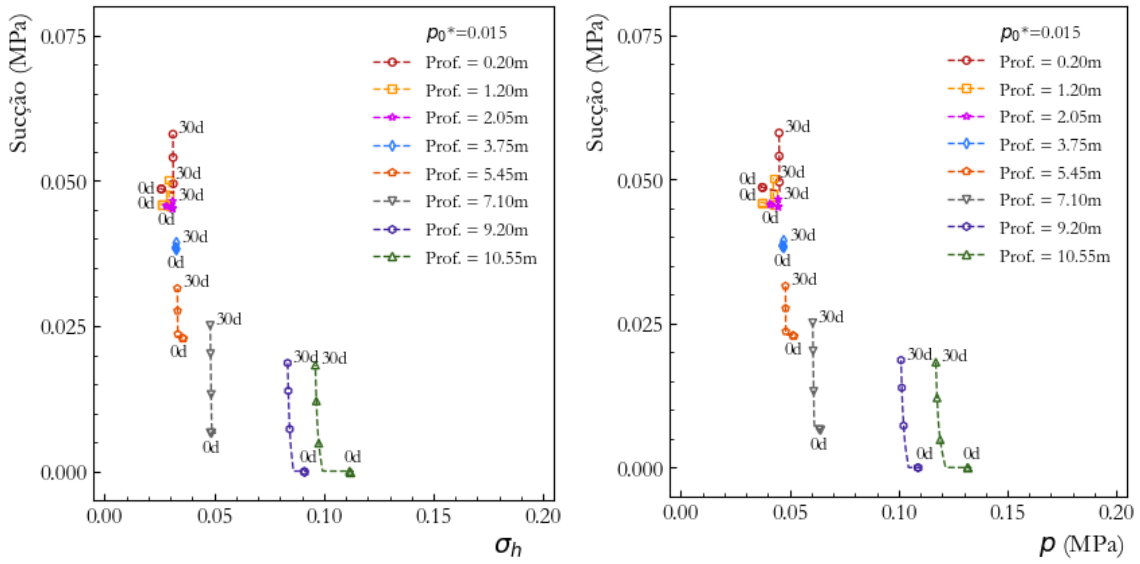
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.16 – Trajetórias de tensões monitoradas ($p_0^* = 0,015$ MPa)



(a) σ_H - tensões horizontais na direção x

(b) σ_V - tensões totais na direção y

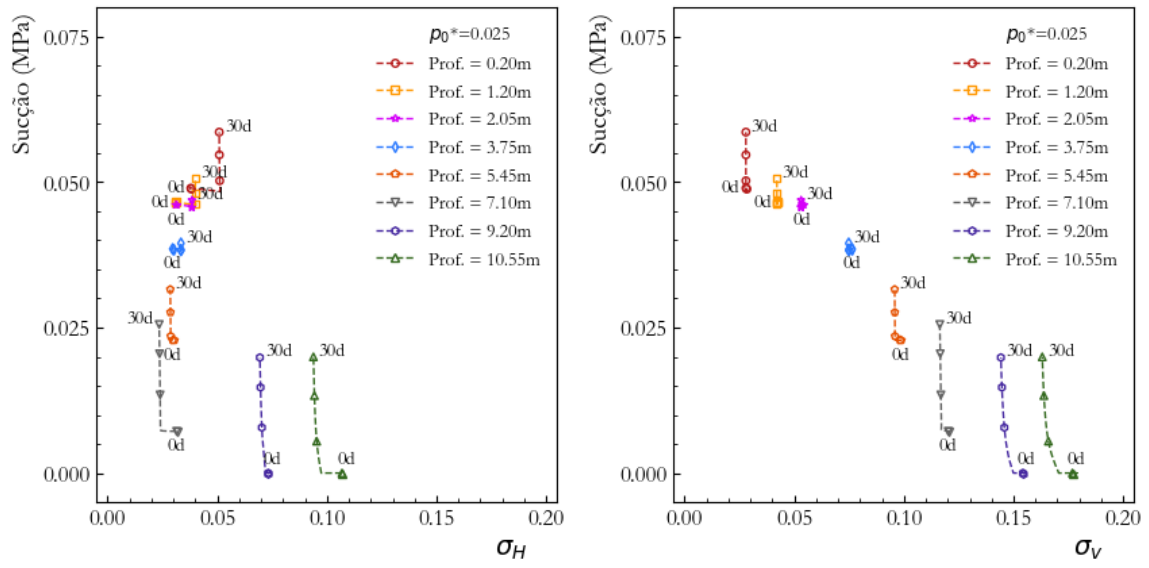


(c) σ_h - tensões horizontais na direção z

(d) p - tensões médias

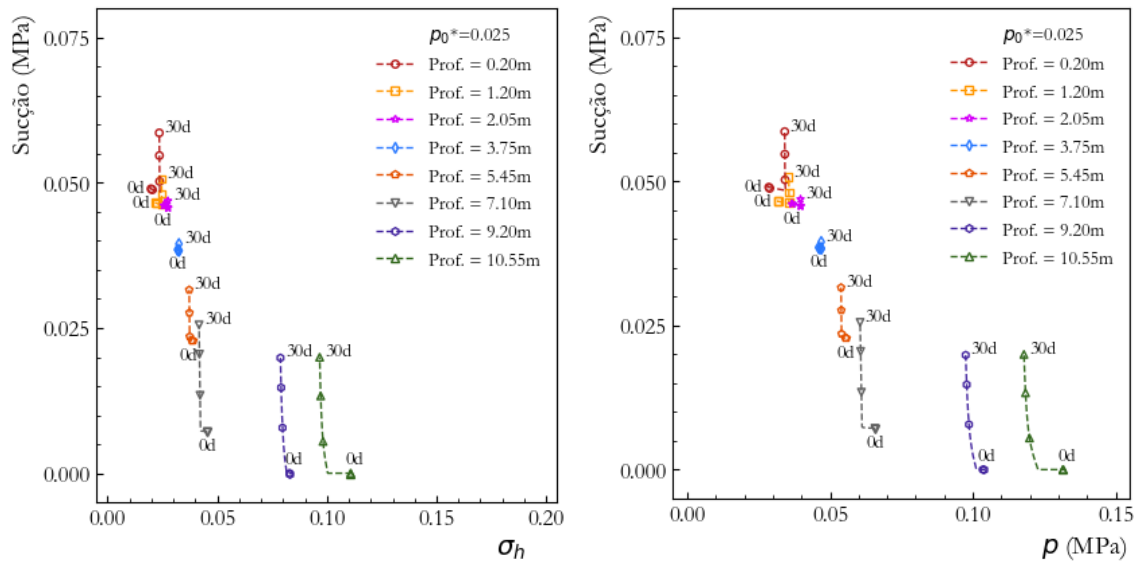
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.17 – Trajetórias de tensões monitoradas ($p_0^* = 0,025$ MPa)



(a) σ_H - tensões horizontais na direção x

(b) σ_V - tensões totais na direção y

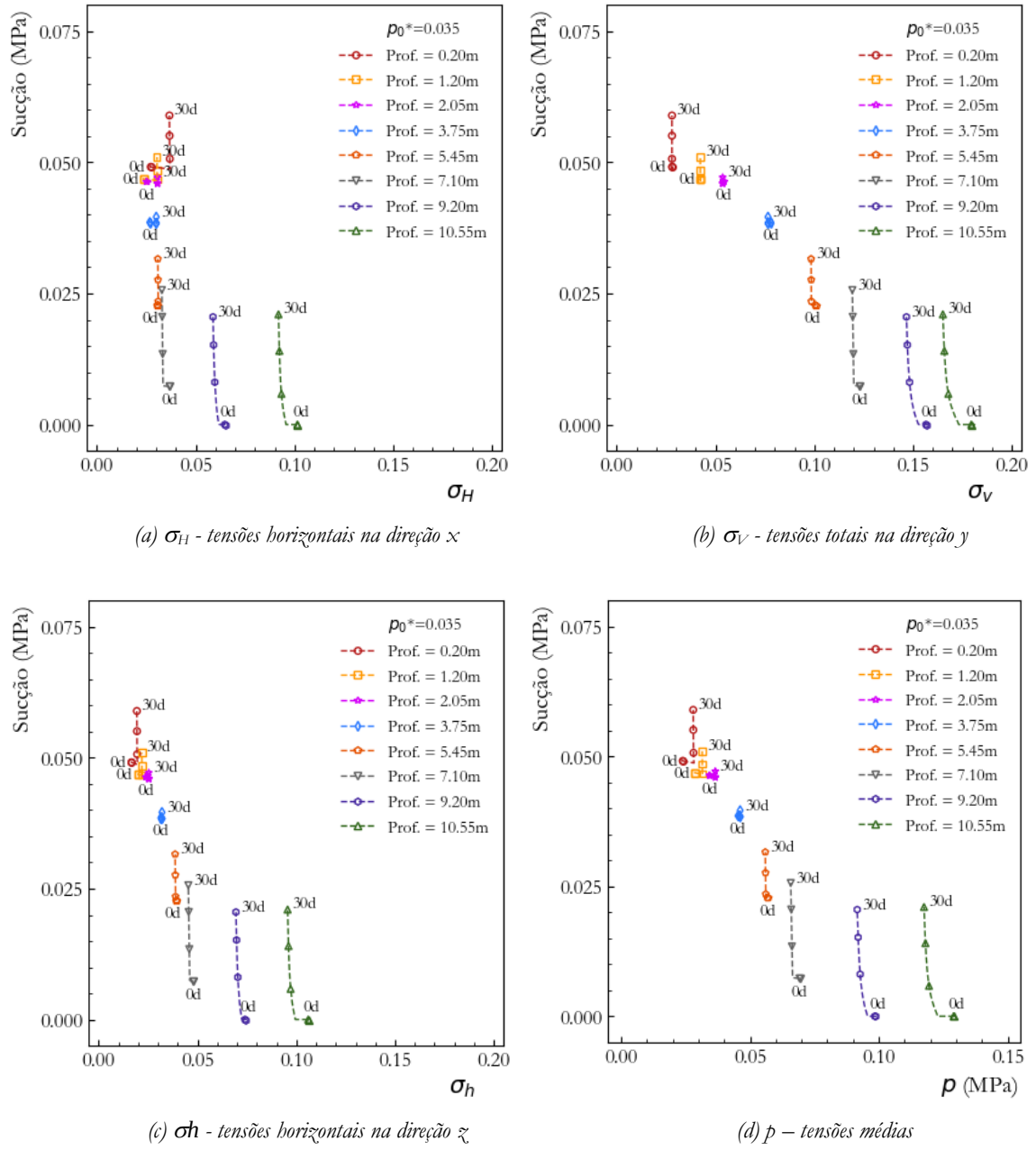


(c) σ_h - tensões horizontais na direção z

(d) p - tensões médias

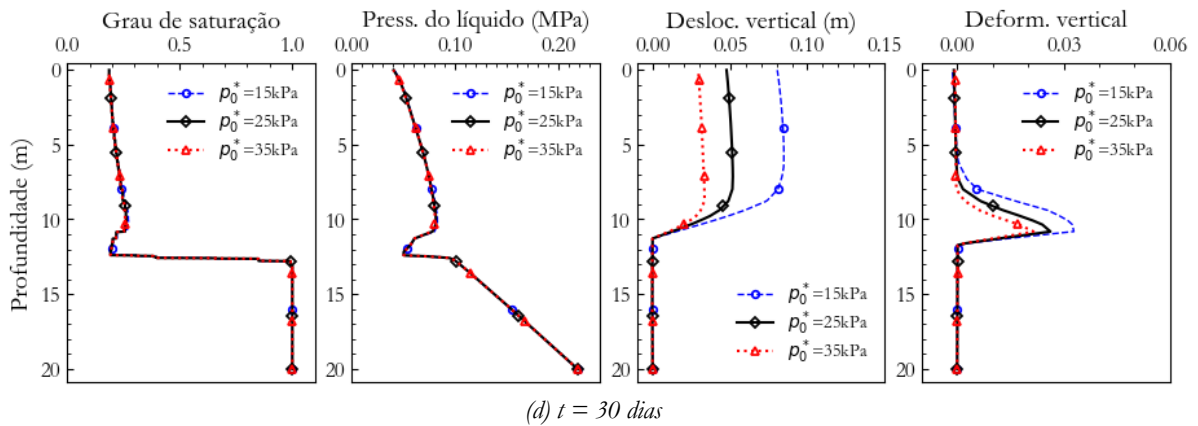
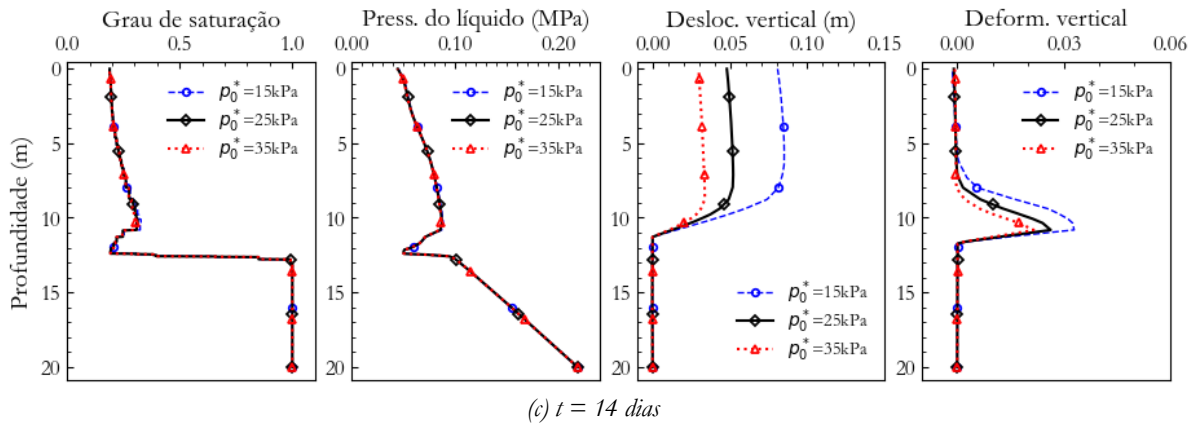
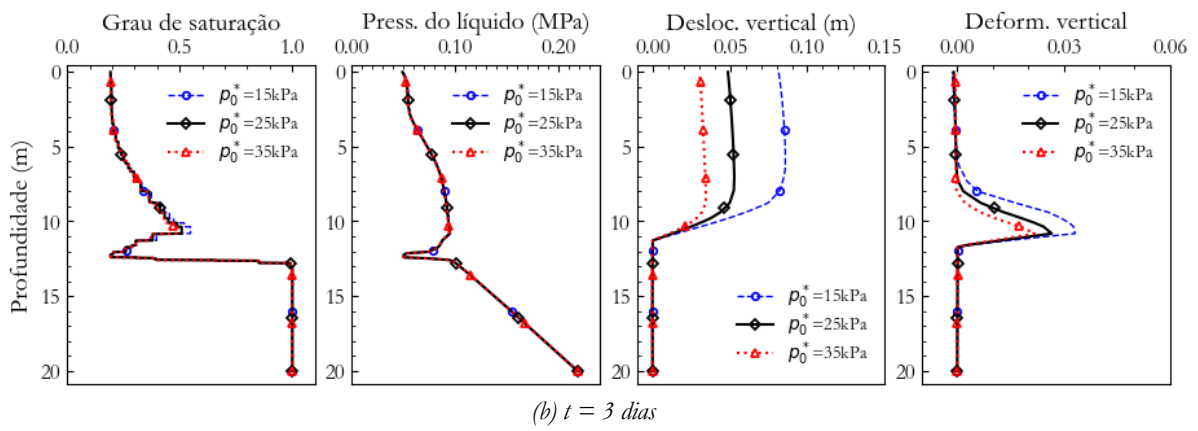
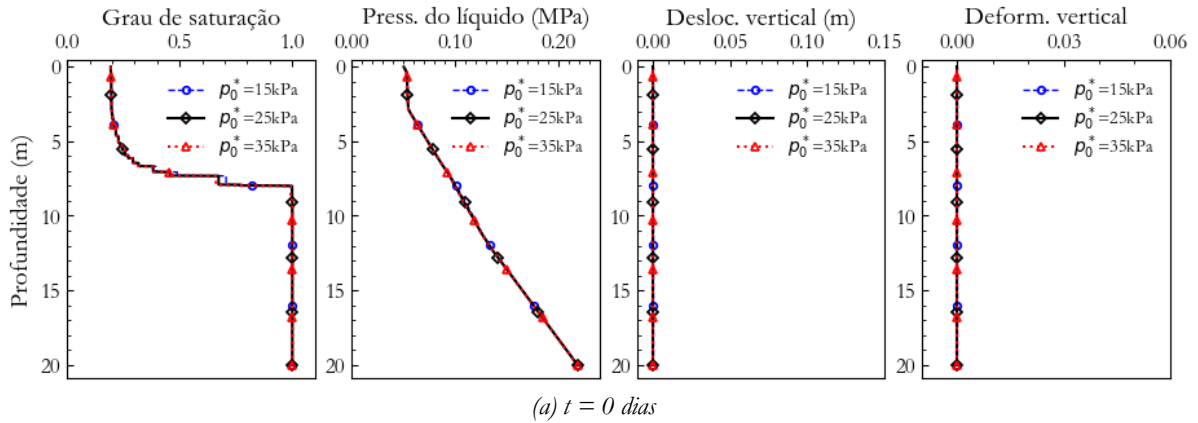
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.18 – Trajetórias de tensões monitoradas ($p_0^* = 0,035$ MPa)



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.19 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro p_0^*



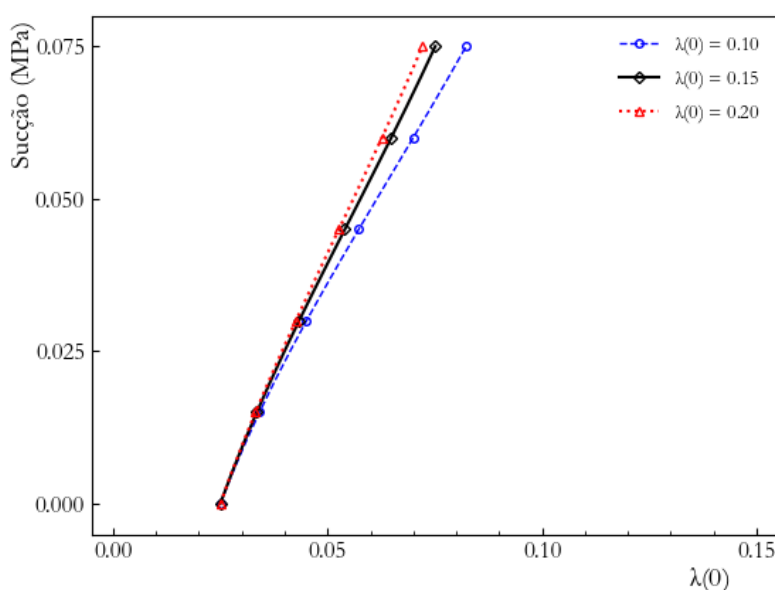
Fonte: Elaborada pelo autor

8.4.1.2 Parâmetro de compressão elastoplástico do solo saturado - $\lambda(0)$

Os resultados das simulações numéricas indicaram que as variáveis grau de saturação e pressão do líquido não sofreram mudanças substanciais para variações dos valores de $\lambda(0)$, indicando uma baixa influência desse parâmetro no comportamento hidráulico e no estado de pressões da água no solo. No tocante às variáveis deformação e deslocamento, verifica-se uma significativa influência do parâmetro frente ao comportamento da variação volumétrica do aterro. Aderente ao comportamento dos deslocamentos desenvolvidos na superfície do terreno, os resultados indicaram uma tendência da redução da intensidade das deformações com a diminuição do valor de $\lambda(0)$. Atribui-se o comportamento observado ao aumento da rigidez do solo à medida redução do valor do parâmetro. Assim sendo, para uma mesma condição de carregamento, solos que apresentam maiores valores de $\lambda(0)$ tendem a exibir maiores recalques ou deslocamentos.

São ilustradas na Figura 8.14 as geometrias das curvas *LC* resultantes para as variações do parâmetro $\lambda(0)$.

Figura 8.20 – Curvas *LC* resultantes para variações do parâmetro $\lambda(0)$



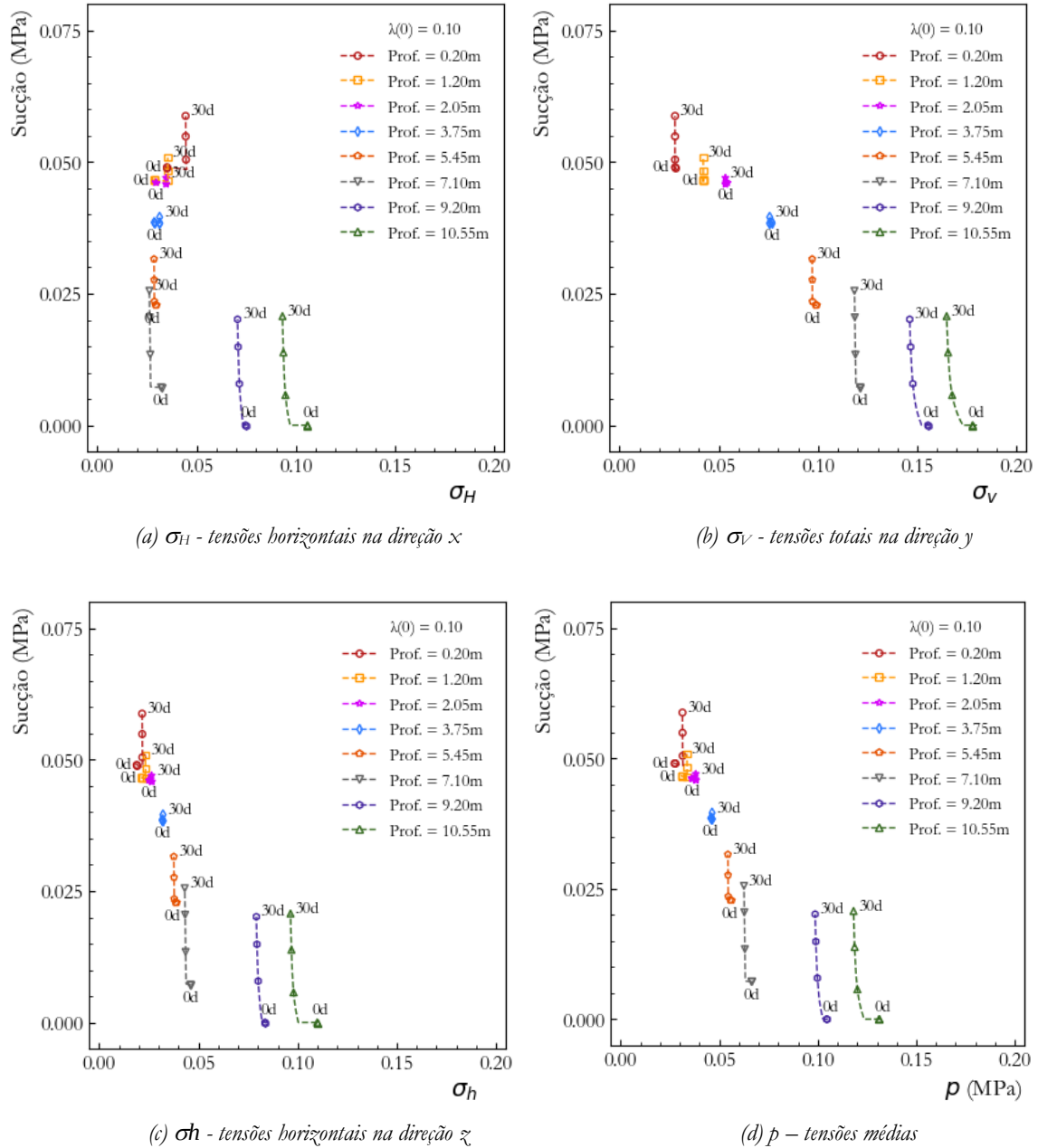
Fonte: Elaborada pelo autor

Em resposta às variações dos valores do parâmetro, as correspondentes curvas *LC* exibem uma pequena variação do domínio elástico do solo, principalmente para baixos valores de sucção. O comportamento indica uma baixa influência do parâmetro $\lambda(0)$ frente à variação da fronteira de plasticidade do solo. Dessa forma, para solos normalmente adensados, as curvas indicam, dentro do intervalo de sucção do problema, que uma pequena diferença de tensão separa as fronteiras de cedência correspondentes aos diferentes valores atribuídos ao parâmetro de compressão elastoplástico do solo. Como exposto pela Figura 8.24, nota-se uma tendência de proporcionalidade na variação das respostas de deformações e deslocamentos do solo em relação às variações dos valores do parâmetro $\lambda(0)$. Relaciona-se esta proporcionalidade às características do modelo

mecânico adotado, uma vez que o parâmetro é responsável por relacionar de forma linear, para uma dada sucção, a variação volumétrica do solo para incrementos de tensão média no trecho de compressão virgem.

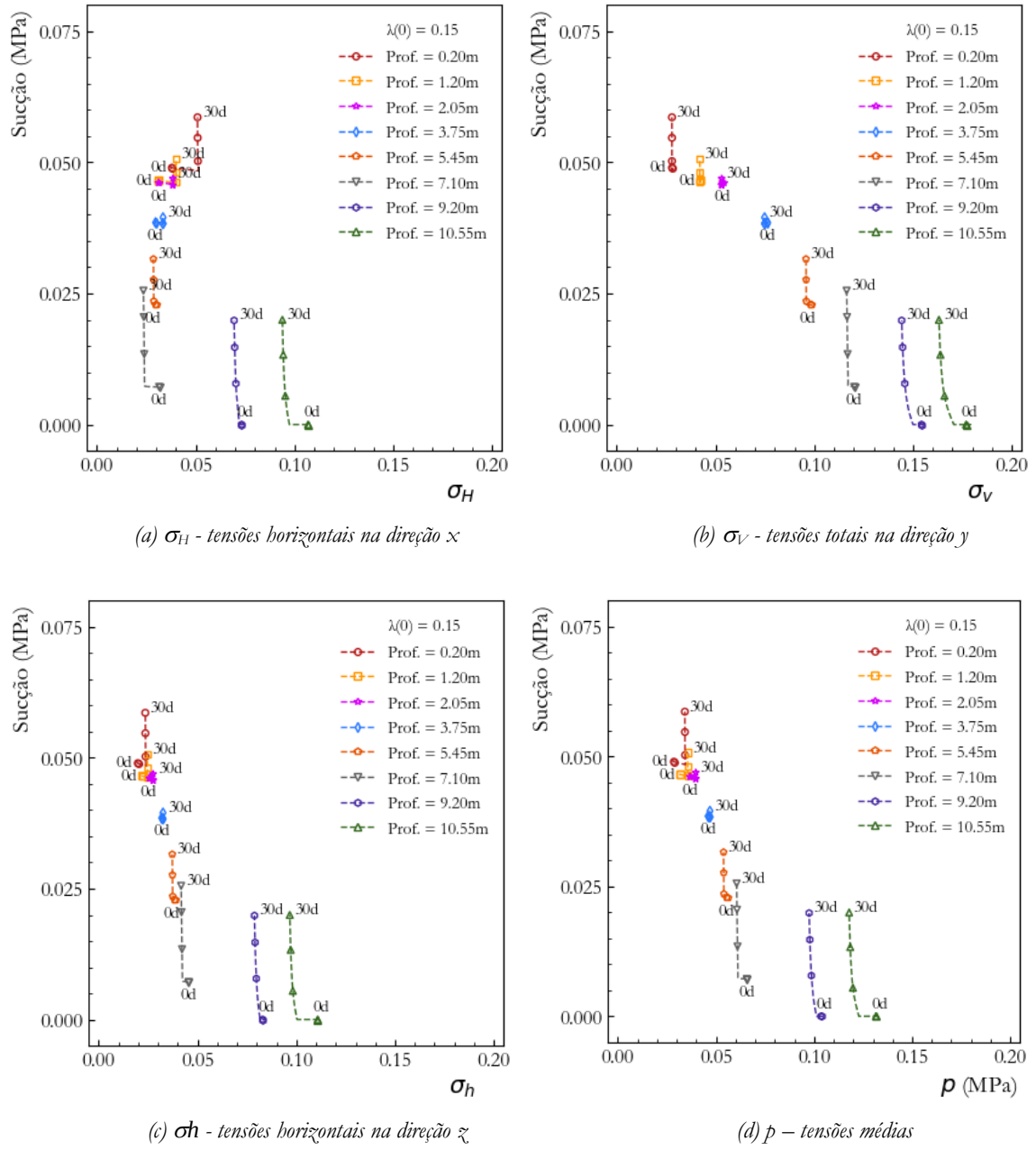
As Figuras 8.21, 8.22 e 8.23 ilustram, para os respectivos valores de $\lambda(0) = 0,10$, $\lambda(0) = 0,15$ e $\lambda(0) = 0,20$, as trajetórias de tensões desenvolvidas em diferentes profundidades ao longo do perfil do aterro. As trajetórias abrangem o período compreendido pelos instantes $t = 0$ dias e $t = 30$ dias (período de rebaixamento do nível freático).

Figura 8.21 – Trajetórias de tensões para $\lambda(0) = 0,10$



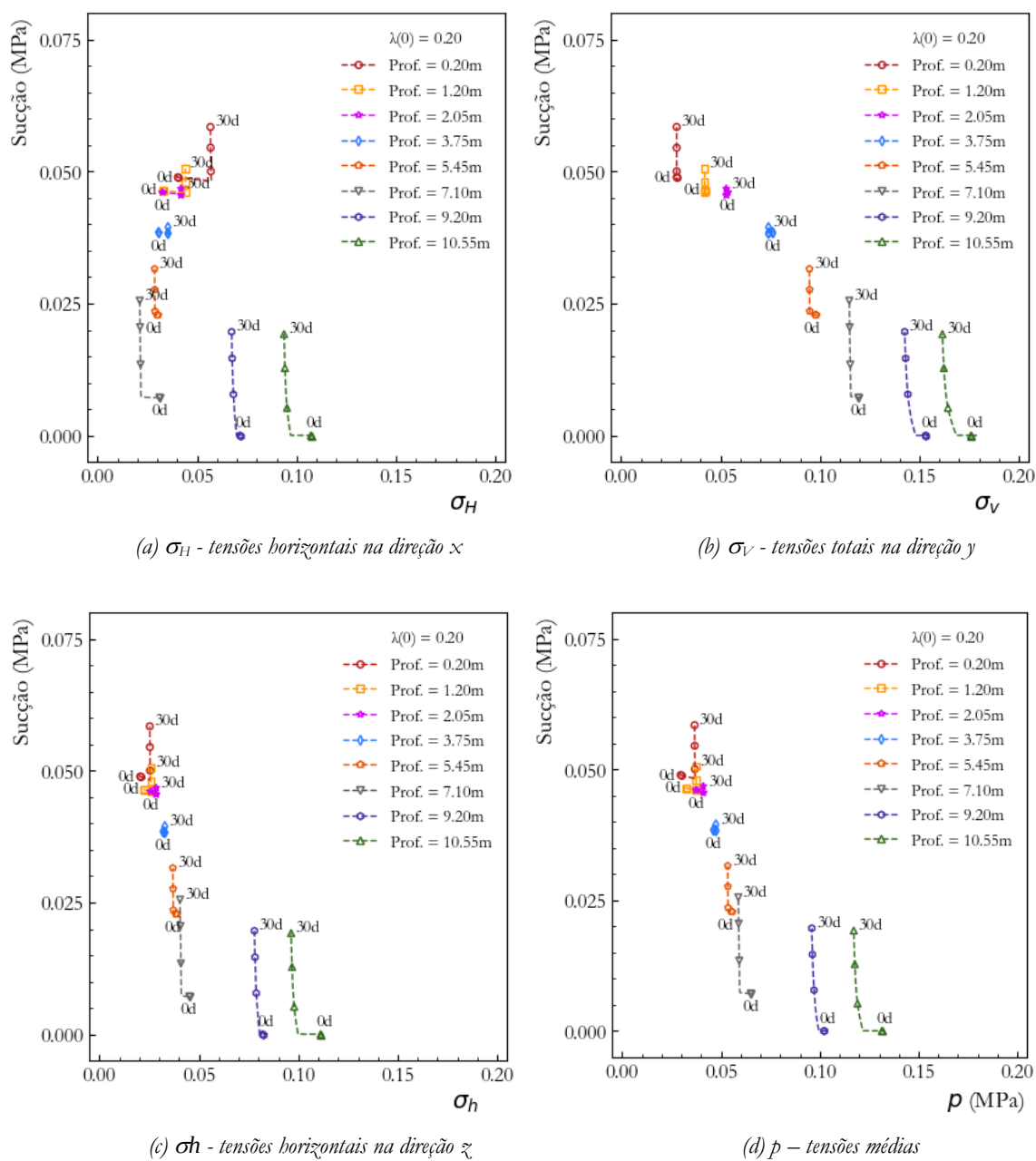
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.22 – Trajetórias de tensões para $\lambda(0) = 0,15$



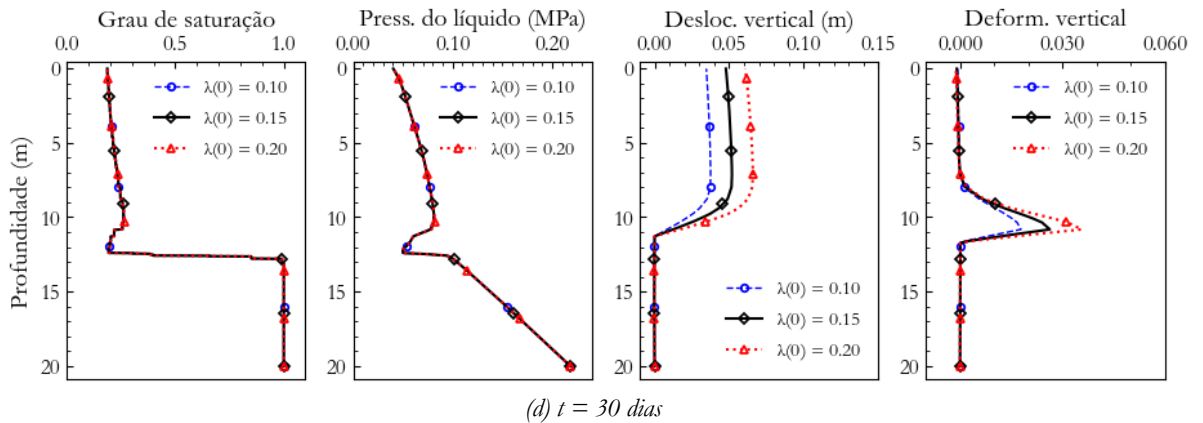
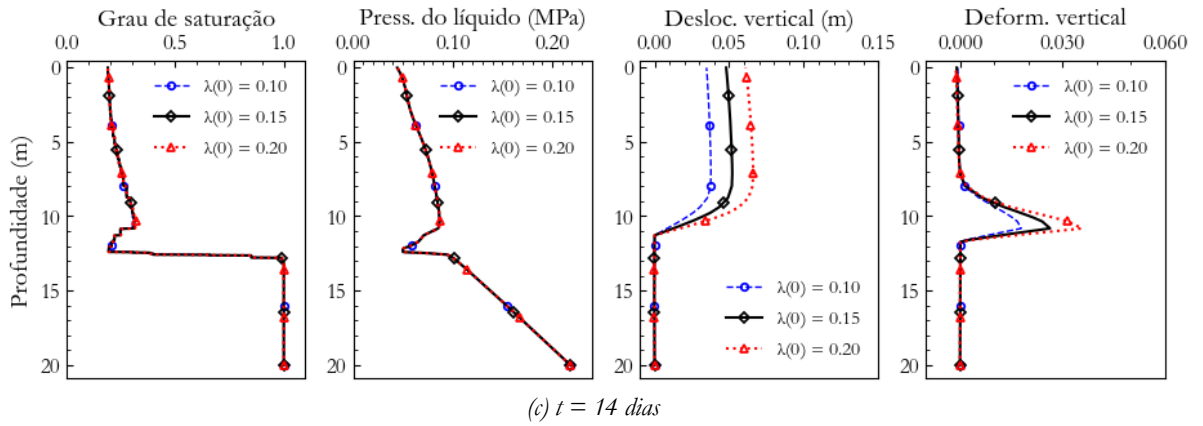
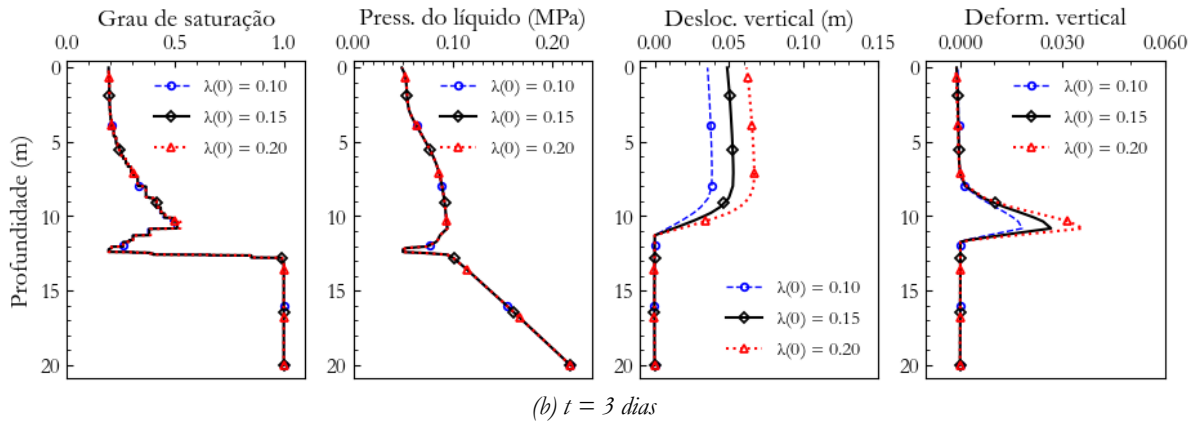
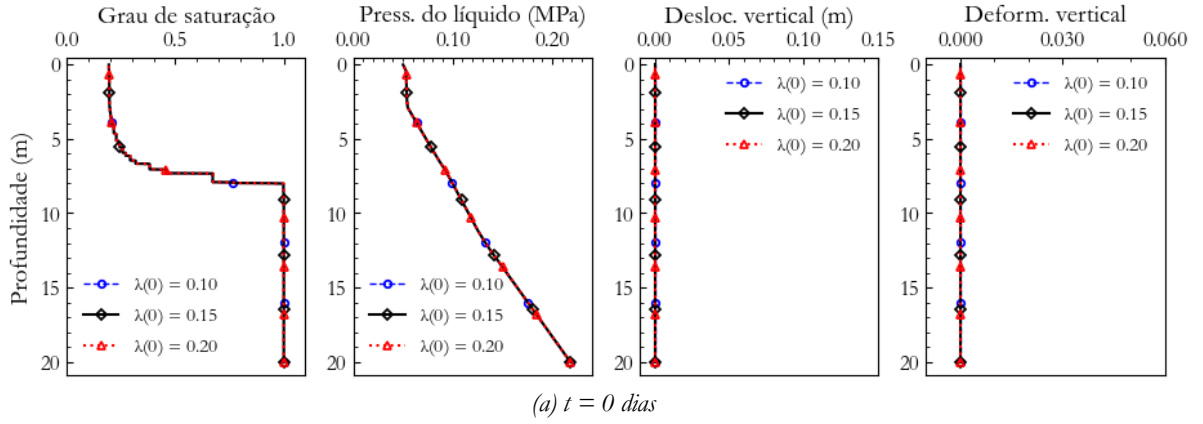
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.23 – Trajetórias de tensões para $\lambda(0) = 0,20$



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.24 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro $\lambda(0)$

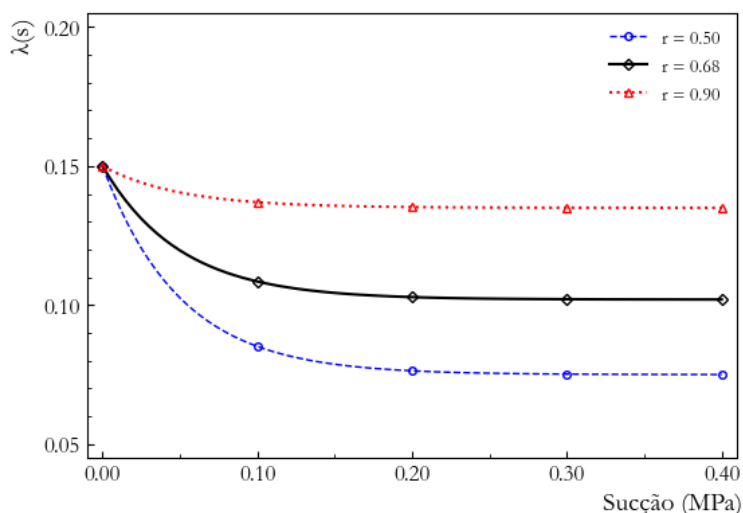


Fonte: Elaborada pelo autor

8.4.1.3 Parâmetro r

O parâmetro r é uma constante intrínseca do modelo mecânico BBM, diretamente associado à rigidez máxima do solo, possuindo direta relação com o comportamento da variação da rigidez em resposta ao aumento da sucção. A Figura 8.25 ilustra, para as variações do parâmetro r , a tendência do comportamento da rigidez do solo do aterro em relação ao aumento da sucção.

Figura 8.25 – Curvas $\lambda(s)$ x Sucção, para variações do parâmetro r



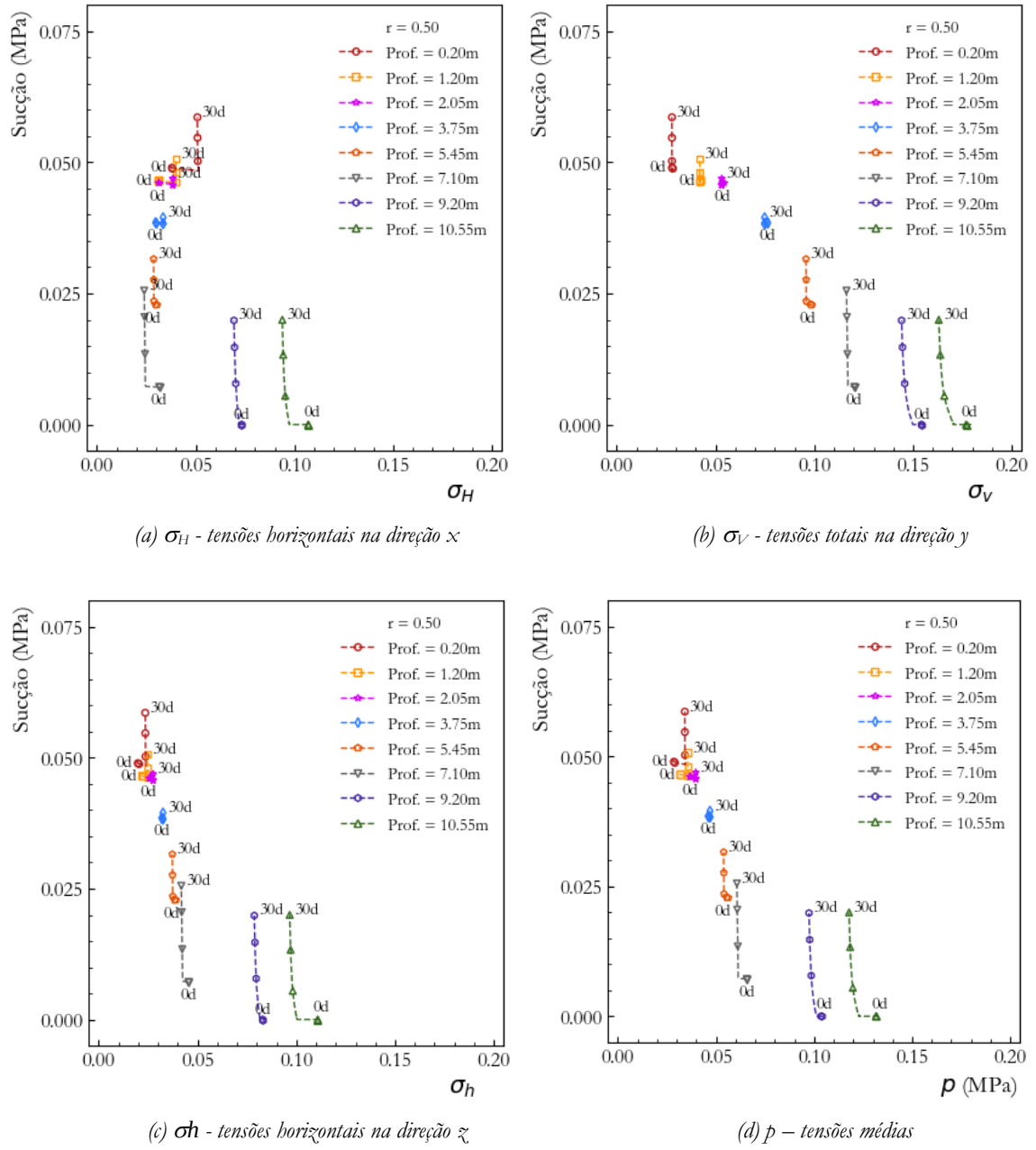
Fonte: Elaborada pelo autor

As Figuras 8.26, 8.27 e 8.28 apresentam as trajetórias de tensões monitoradas durante a operação dos drenos com o objetivo de subsidiar a análise do comportamento da variação volumétrica do solo para variações dos valores do parâmetro r .

Os experimentos numéricos conduzidos revelaram, para as variações de valores de r , uma baixa influência do parâmetro no comportamento das variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical no comportamento das deformações volumétricas do aterro frente ao efeito do rebaixamento do nível d'água promovido pela ação dos drenos.

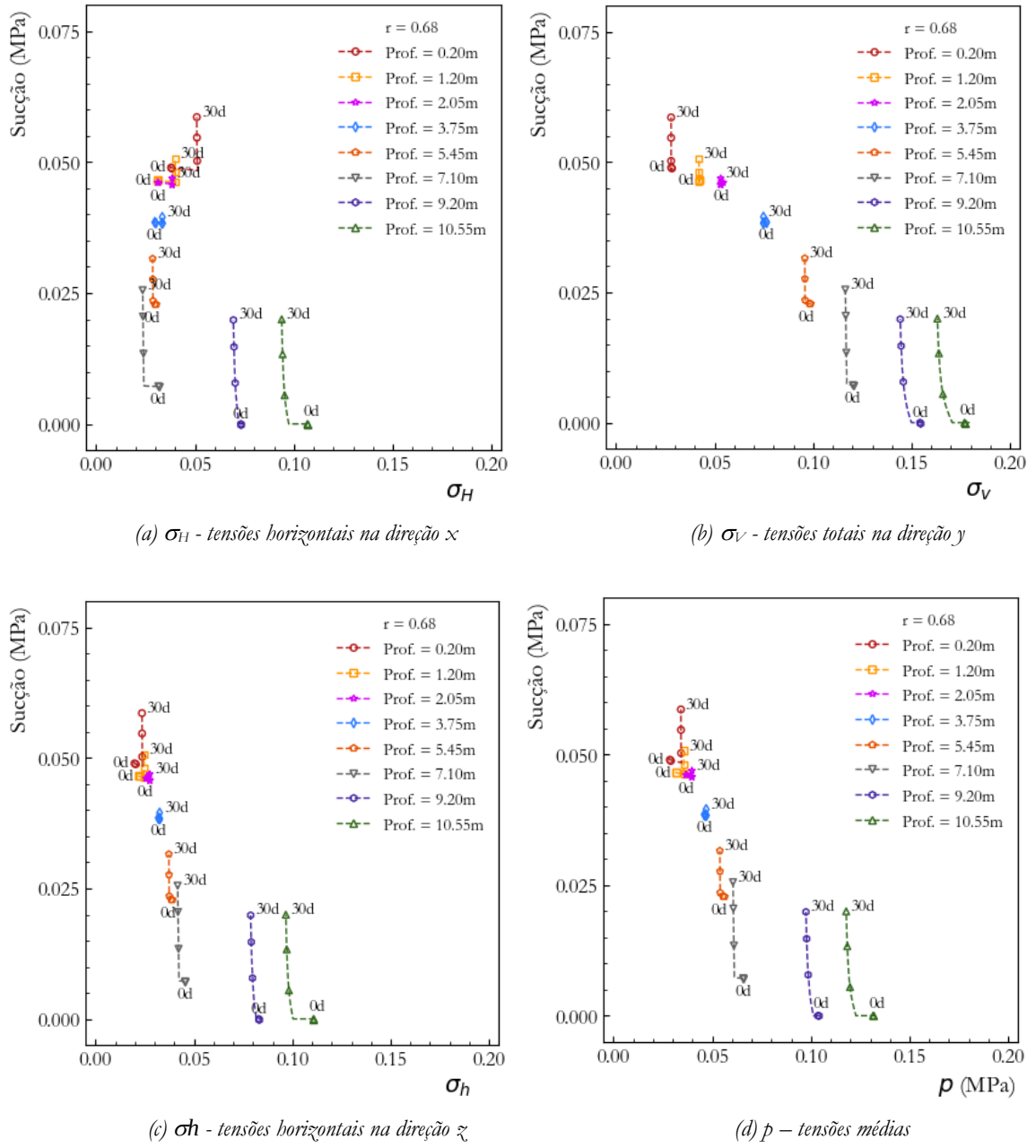
Atribui-se a baixa influência do parâmetro r ao comportamento das trajetórias de tensões e sucções desenvolvidas em resposta à ação dos drenos. No presente cenário o comportamento das tensões verticais, horizontais e médias segue a mesma tendência de comportamento das tensões observadas para o parâmetro tensão de cedência onde não são evidenciados acréscimos de tensões acompanhadas do aumento da sucção. Essa tendência desconsidera o efeito do aumento da rigidez do solo resultando na ocorrência de deformações e deslocamentos semelhantes para os diversos valores atribuídos ao parâmetro r .

Figura 8.26 – Trajetórias de tensões para $r = 0,50$



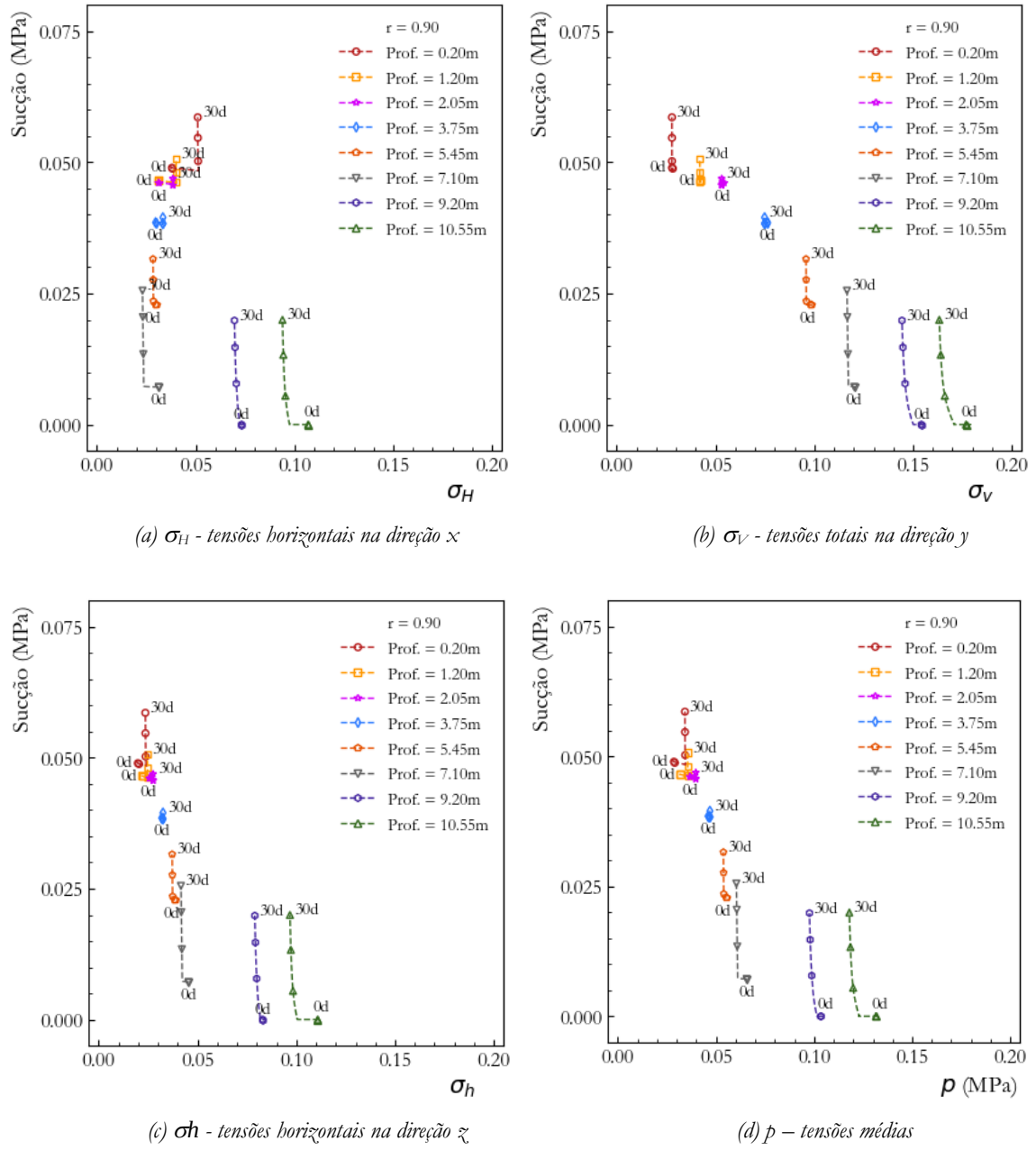
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.27 – Trajetórias de tensões para $r = 0,68$



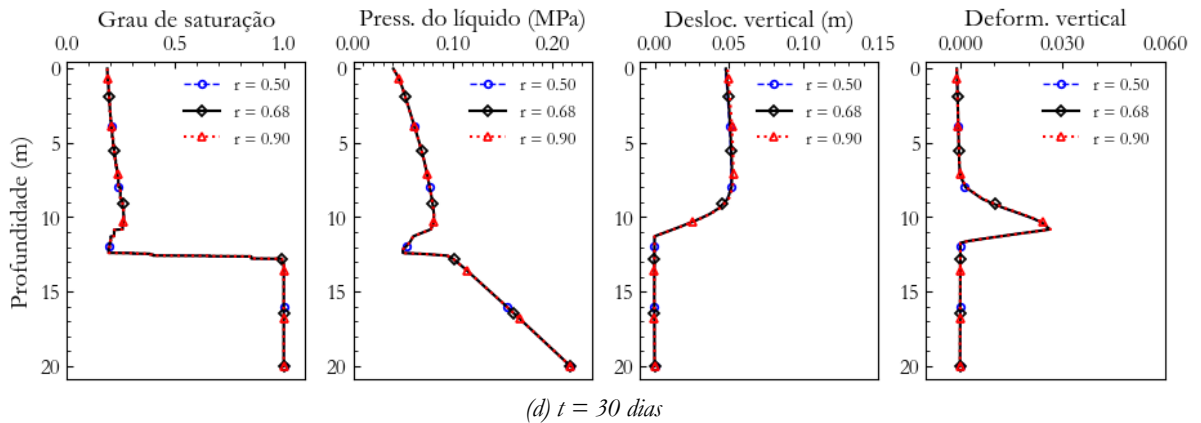
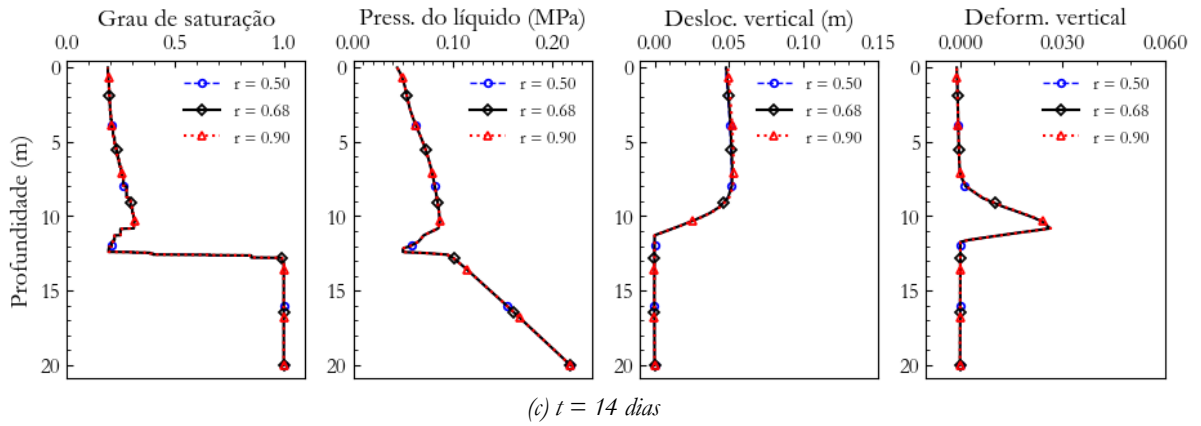
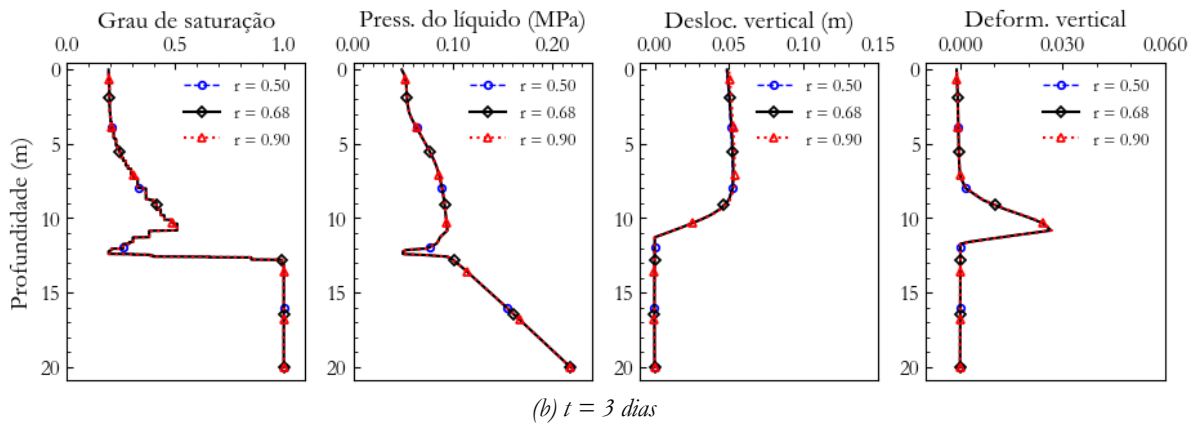
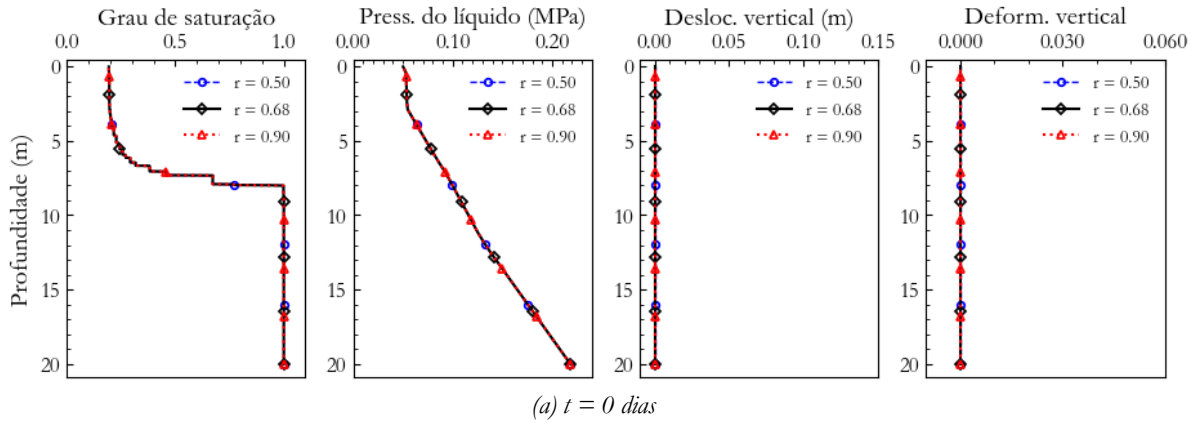
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.28 – Trajetórias de tensões para $r = 0,90$



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.29 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro r

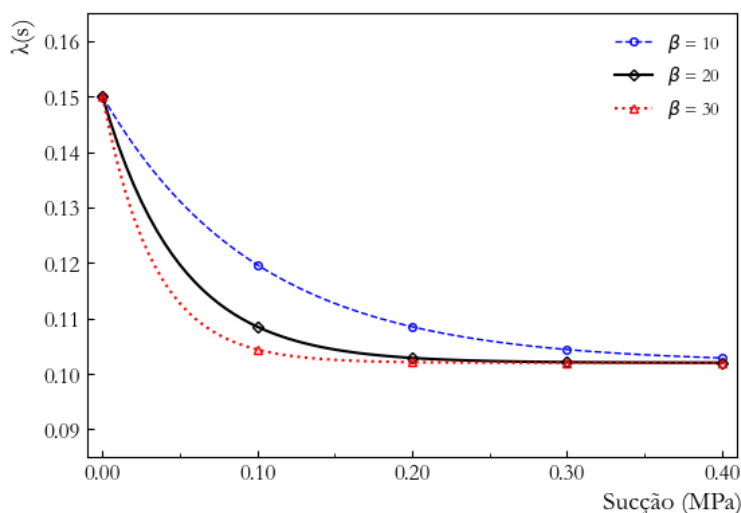


Fonte: Elaborada pelo autor

8.4.1.4 Parâmetro β

O parâmetro β caracteriza-se por uma variável do modelo mecânico BBM que desempenha o papel de controlar a taxa de aumento da rigidez do solo em função da sucção. A Figura 8.30 ilustra o comportamento da rigidez do solo em função da variação da sucção para variações do parâmetro β .

Figura 8.30 – Curvas $\lambda(0)$ x Sucção, para variações do parâmetro β (MPa⁻¹)

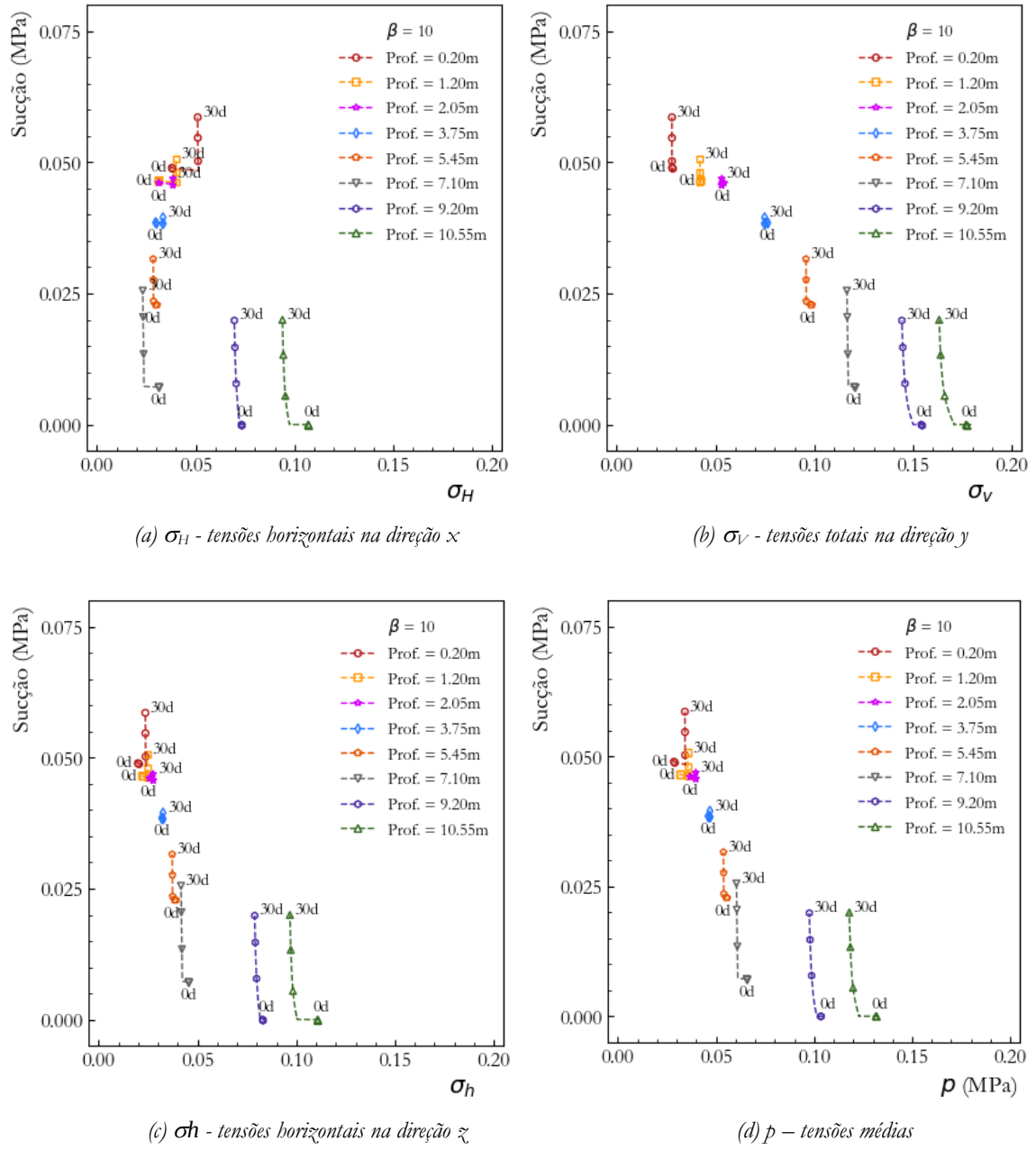


Fonte: Elaborada pelo autor

As Figuras 8.31, 8.32 e 8.33 apresentam as trajetórias de tensões monitoradas durante a operação dos drenos e objetiva subsidiar a análise do comportamento da variação volumétrica do solo para variações dos valores do parâmetro r .

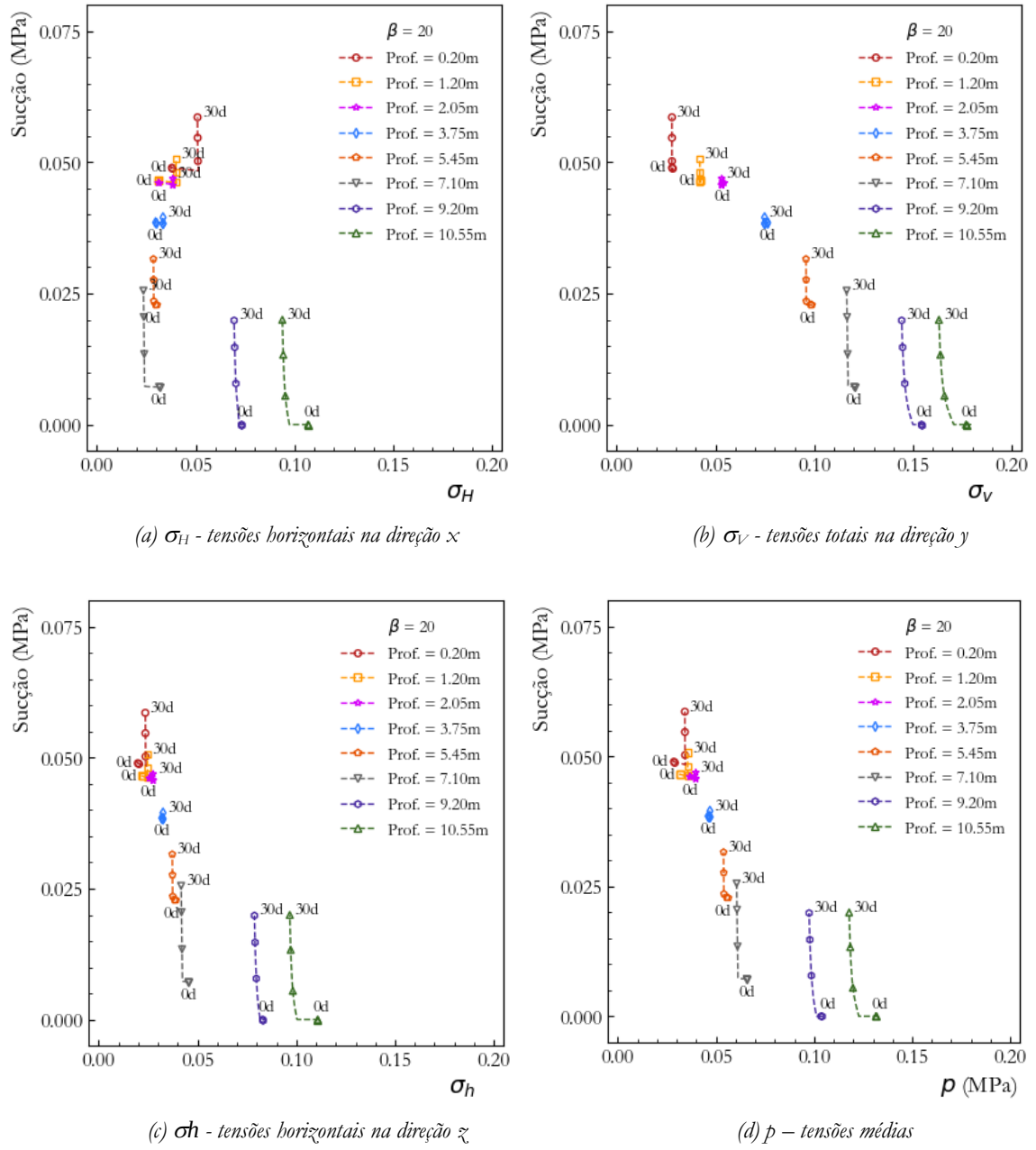
Os resultados numéricos apontaram uma baixa influência do parâmetro β no comportamento das variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical em relação aos deslocamentos desenvolvidos na superfície do aterro. Seguindo a mesma tendência observada para as variações do parâmetro r , atribui-se a baixa influência do parâmetro β ao comportamento dos recalques desenvolvidos na superfície da rodovia devido a não ocorrência de acréscimos de tensões acompanhados do aumento da sucção.

Figura 8.31 – Trajetórias de tensão para $\beta = 10 \text{ MPa}^{-1}$



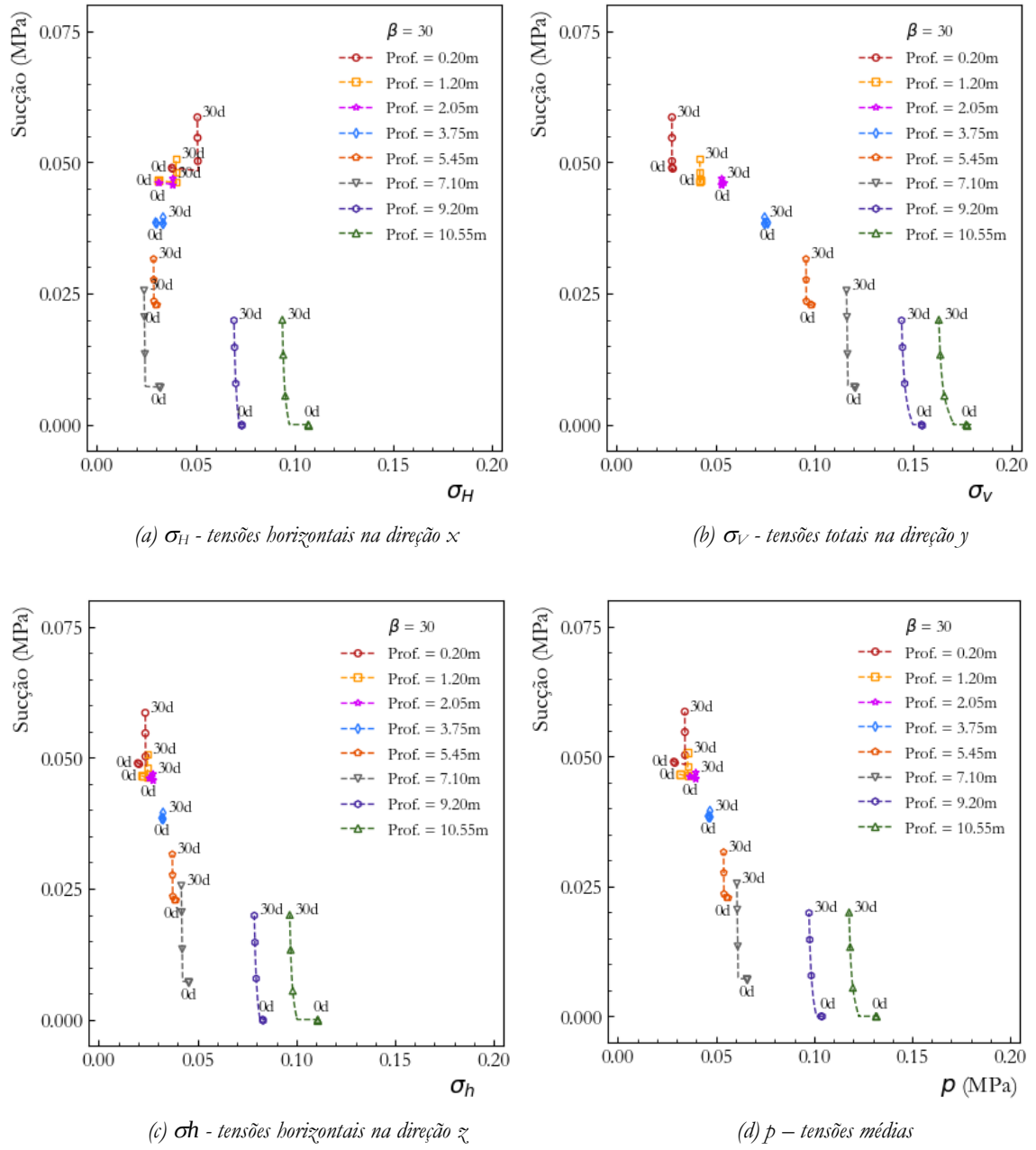
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.32 – Trajetórias de tensão para $\beta = 20 \text{ MPa}^{-1}$



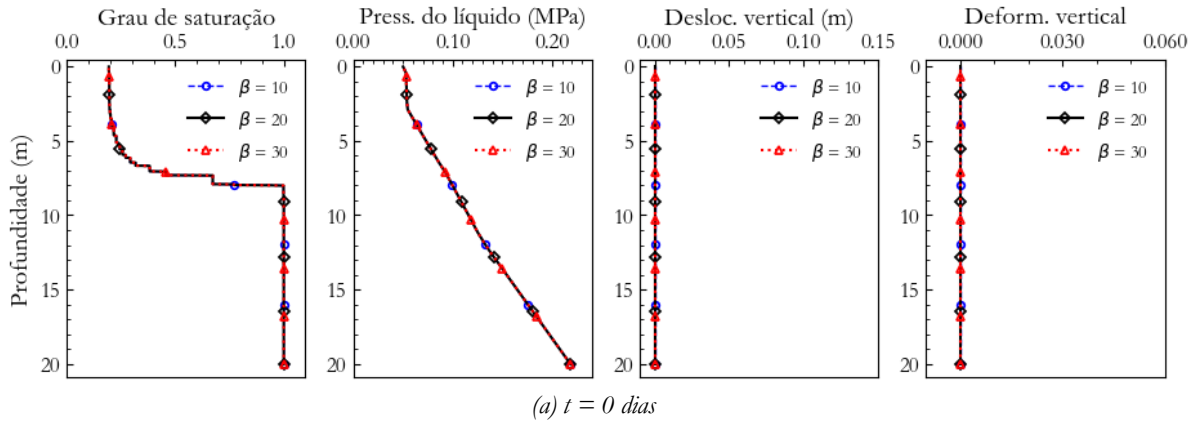
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.33 – Trajetórias de tensão para $\beta = 30 \text{ MPa}^{-1}$

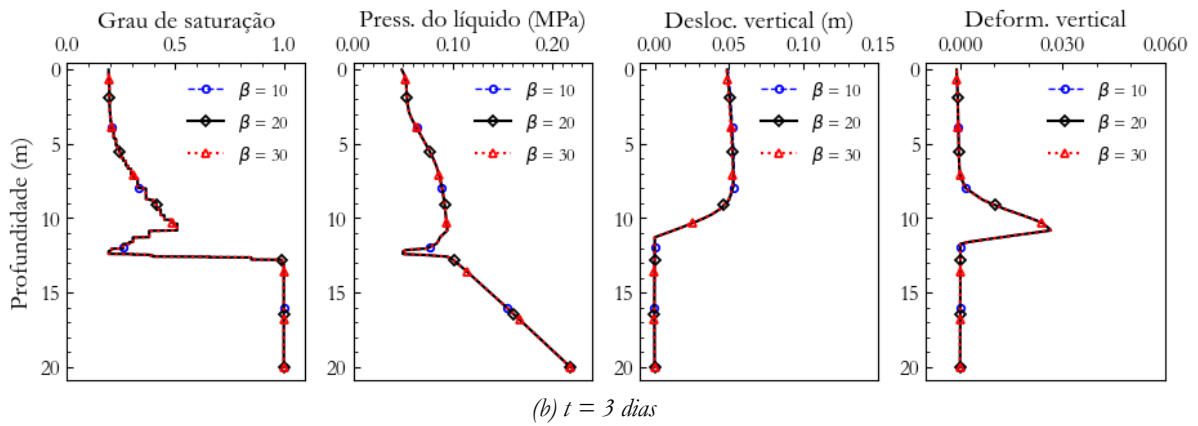


Fonte: Elaborada pelo autor

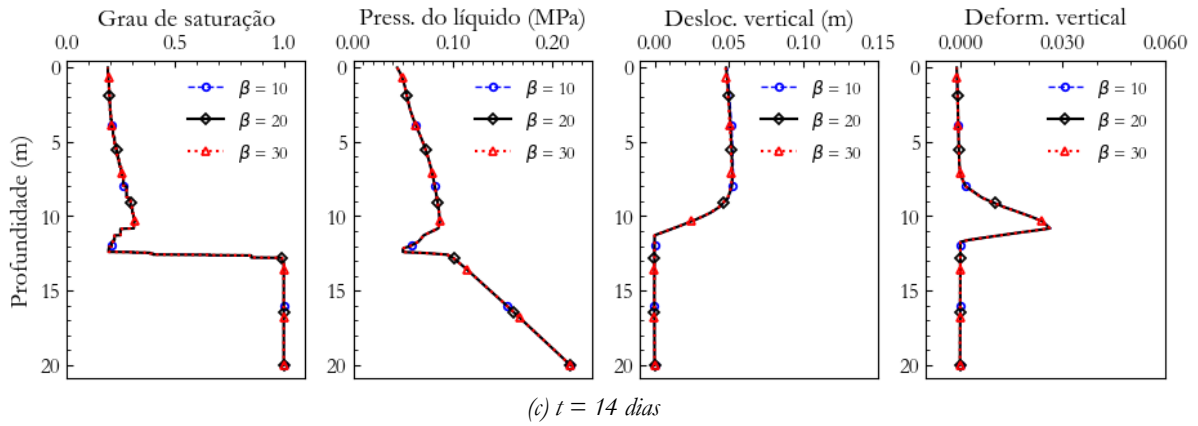
Figura 8.34 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro β (MPa⁻¹)



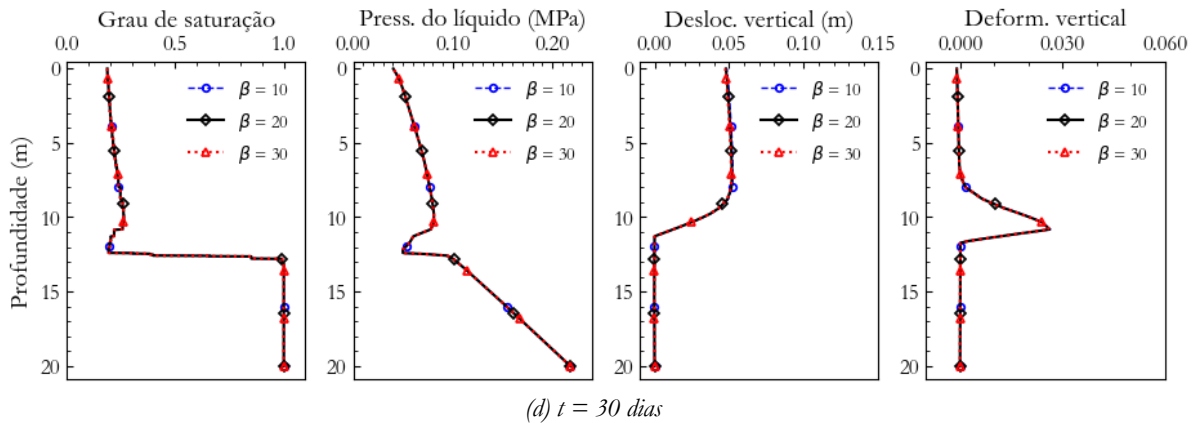
(a) $t = 0$ dias



(b) $t = 3$ dias



(c) $t = 14$ dias



(d) $t = 30$ dias

Fonte: Elaborada pelo autor

8.4.2 *Variações dos parâmetros hidráulicos P_0 , ξ e k*

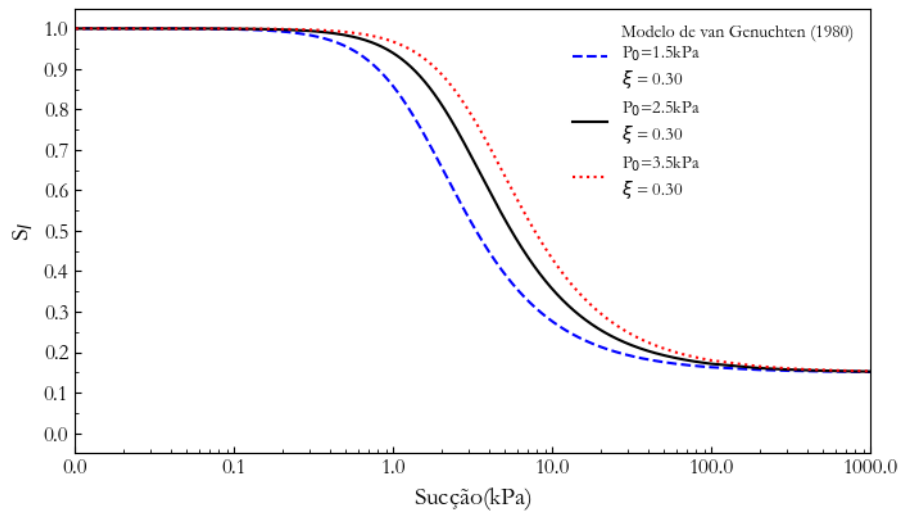
Nesta seção serão abordados os impactos observados diante das variações dos parâmetros P_0 , λ e k do modelo HM em relação ao comportamento das variações volumétricas manifestadas pelo aterro. As Figuras 8.39, 8.44, 8.48 ilustram, sequencialmente, a evolução temporal das variáveis grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical em resposta ao efeito do processo de drenagem do aterro para as variações de valores procedidas aos parâmetros P_0 , ξ e k . Considerando a preservação da condição inicial de pressões da água no solo para ambos os casos analisados neste trabalho, distintos graus de saturação no instante de referência $t = 0$ dias foram verificados para as situações em que os valores dos parâmetros P_0 e λ foram variados individualmente. O comportamento está relacionado ao papel desempenhado pelos parâmetros P_0 e ξ da curva de retenção. No entanto, a análise dos deslocamentos resultantes na superfície do aterro, em resposta à drenagem do maciço frente à influência dos parâmetros P_0 e λ , não será considerada sob as mesmas condições hidráulicas iniciais.

8.4.2.1 *Ponto de entrada de ar - P_0*

Quanto ao comportamento da variável grau de saturação frente ao efeito da pressão de sucção aplicada aos drenos, observa-se a ocorrência de uma maior variação da variável nas imediações do sistema drenante (região inferior do aterro). Nesta região, percebe-se uma tendência de convergência de ambas as curvas de saturação. O comportamento pode estar relacionado ao fato de ambas as pressões de entrada de ar se apresentarem inferiores à pressão de sucção aplicada aos drenos. A condição é evidenciada pelo comportamento observado da redução dessa convergência à medida da diminuição da profundidade do aterro, coerente à tendência de redução da influência dos drenos. No contexto analisado, o parâmetro P_0 mostrou-se pouco influente no comportamento da variação do grau de saturação do solo. No tocante à variável pressão do líquido, o comportamento das curvas observadas na Figura 8.39 apresenta menores valores de pressão da água no solo à medida do aumento do valor da pressão de entrada de ar. O comportamento pode estar relacionado às diferentes condições iniciais de saturação exibidas pelos solos que se caracterizam pelos distintos valores de P_0 , nos quais foram constatadas maiores quantidades de água naqueles com maiores valores de pressão de entrada de ar.

A Figura 8.35 mostra a tendência dos formatos das curvas de retenção de água dos solos caracterizados pelos distintos valores atribuídos ao parâmetro P_0 (para sucções até 1000 kPa). Nota-se que o valor da sucção necessária para se dar início ao processo de dessaturação do solo é menor à medida que o valor de P_0 diminui.

Figura 8.35 – Curvas de retenção de água caracterizadas pelos diferentes valores do parâmetro P_0



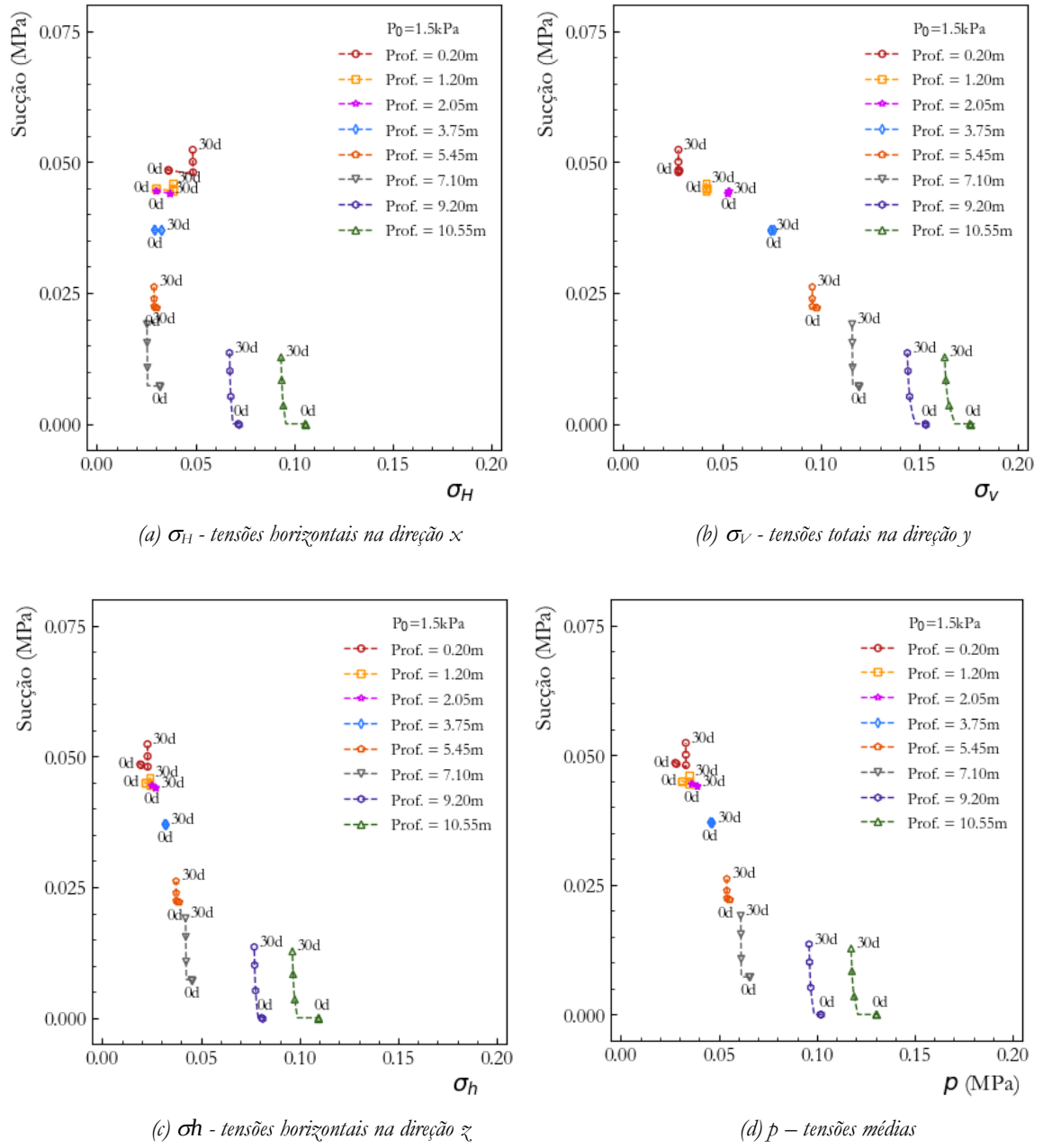
Fonte: Elaborada pelo autor

As Figuras 8.36, 8.37 e 8.38 exibem, para os diferentes solos caracterizados pela variação do parâmetro P_0 , o comportamento das trajetórias de tensões desenvolvidas durante o processo de rebaixamento do nível d'água na seção de análise. As respostas dos experimentos evidenciam que para se extrair uma certa quantidade de água do maciço é exigido um maior trabalho dos drenos sobre os solos que apresentam curvas de retenção com maiores valores de P_0 . Percebe-se também uma maior tendência de retração de água dos solos caracterizados por maiores valores de P_0 . Associa-se a tendência ao maior potencial de retenção de água desses solos.

Com base no contexto do comportamento hidráulico observado e diante das pequenas variações exibidas pelas variáveis deslocamento e deformação, atribui-se uma baixa influência do parâmetro P_0 ao comportamento das deformações volumétricas verificadas no perfil do aterro.

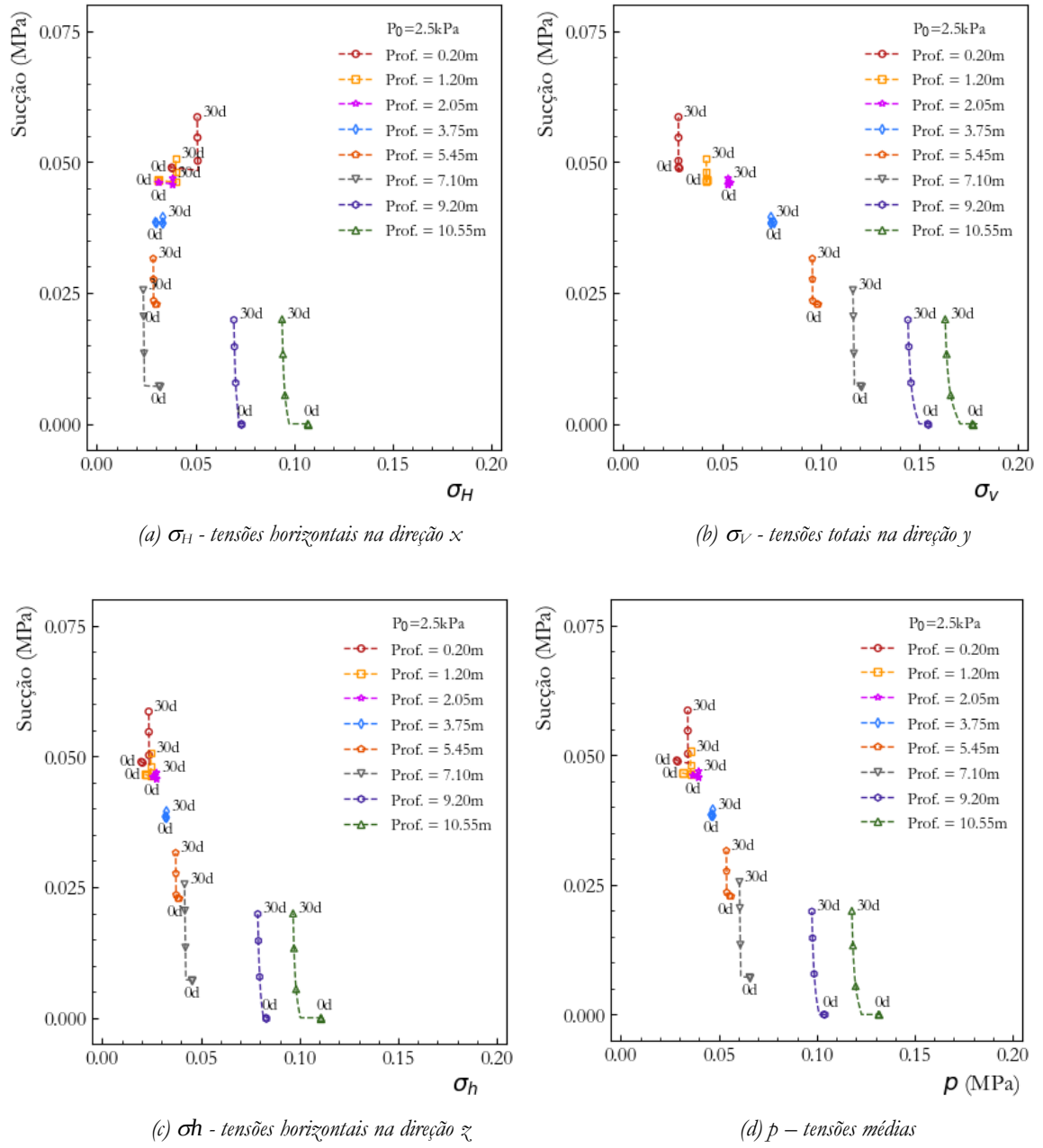
Os resultados exibidos na Figura 8.39 apresentam o desenvolvimento de maiores deslocamentos no perfil de solo caracterizado por $P_0 = 3,50$ kPa. O resultado mostra-se contrário à tendência de deslocamentos esperados para solos que se apresentam com maiores valores de pressão de entrada de ar. Relaciona-se o fato à maior quantidade de água verificada no instante $t = 0$ dias para este solo. Entretanto, é evidenciada a influência da quantidade de água presente no solo no tocante à intensidade dos recalques desenvolvidos.

Figura 8.36 – Trajetórias de tensão para $P_0 = 1,50$ kPa



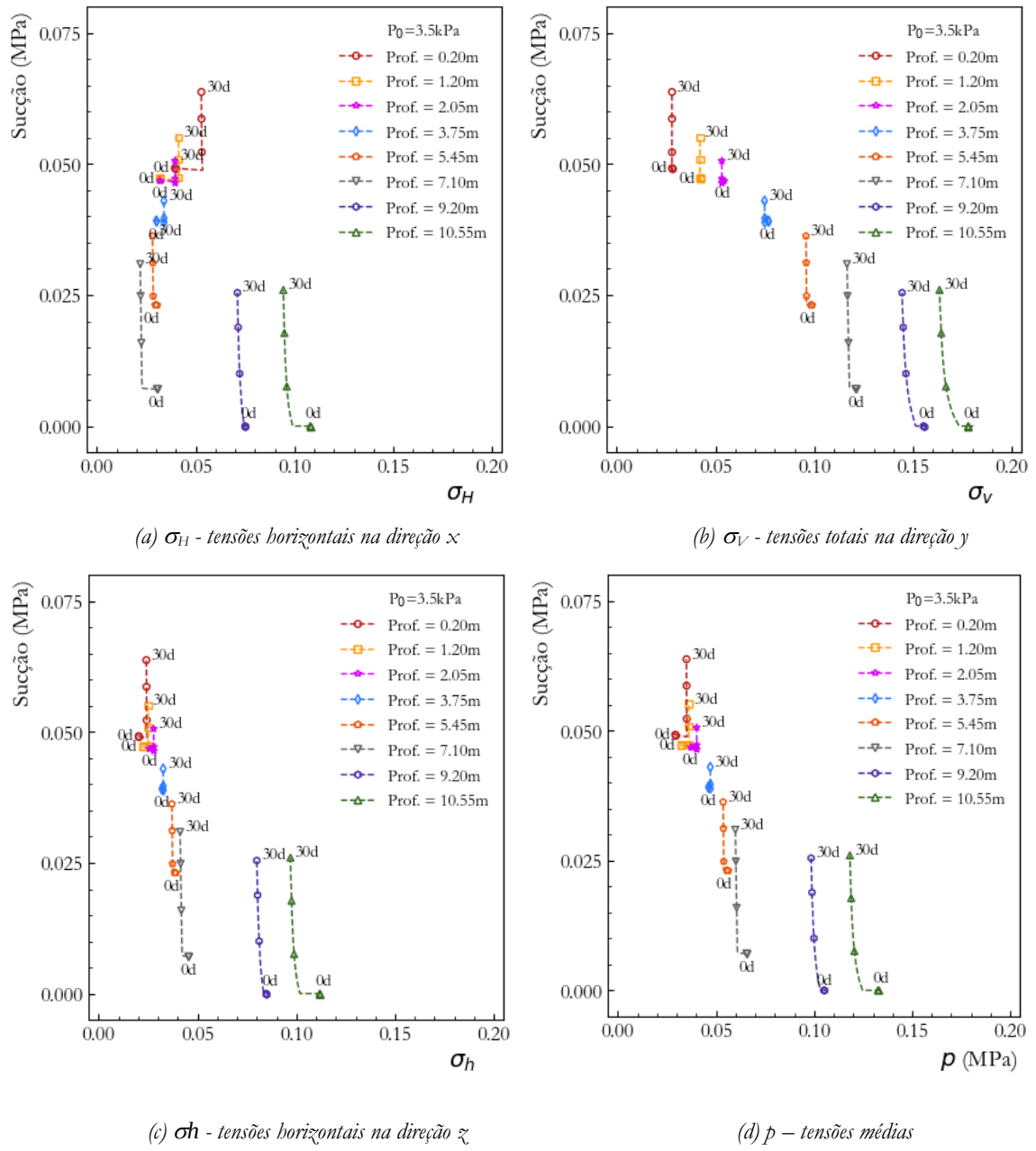
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.37 – Trajetórias de tensão para $P_0 = 2,50$ kPa



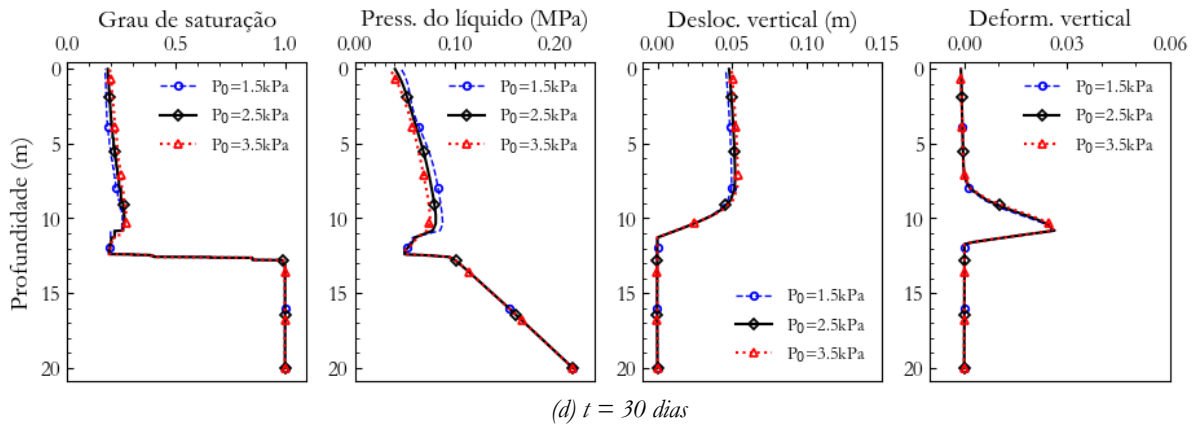
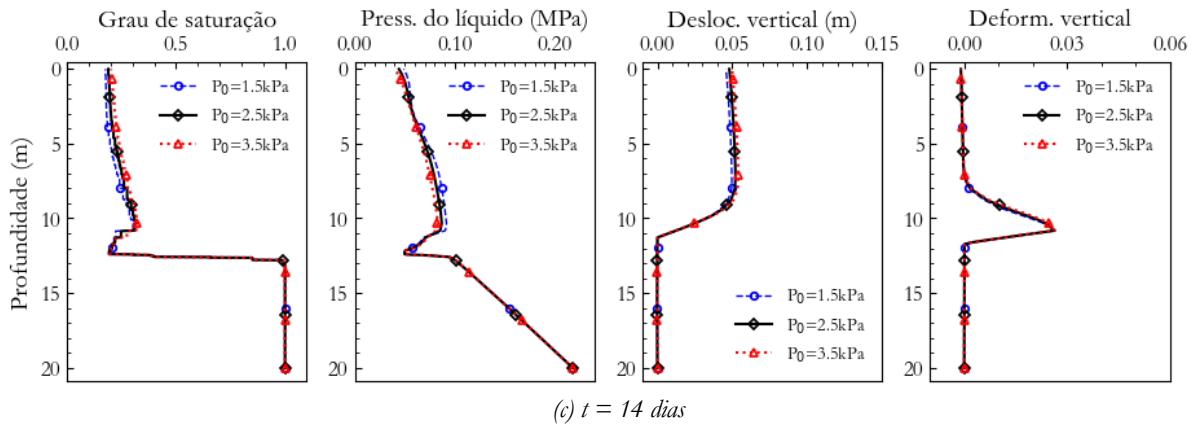
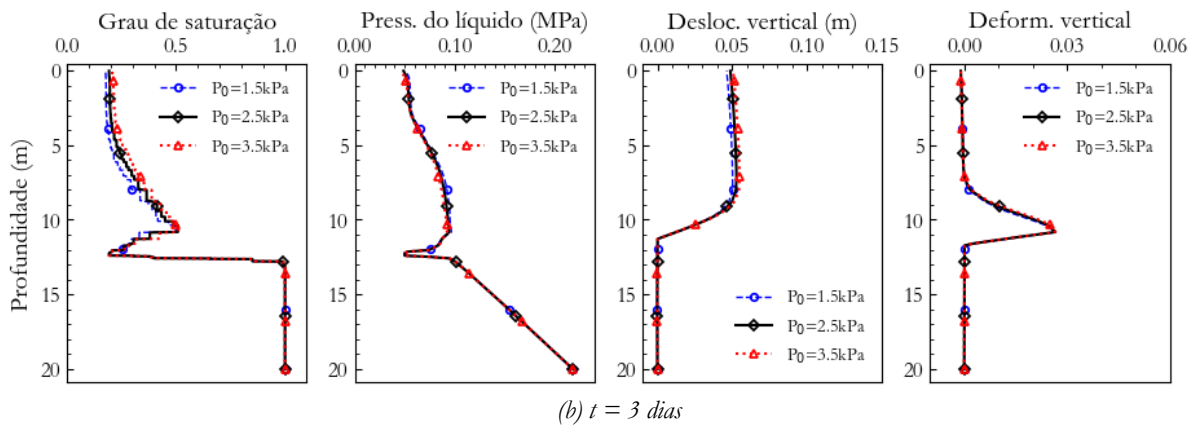
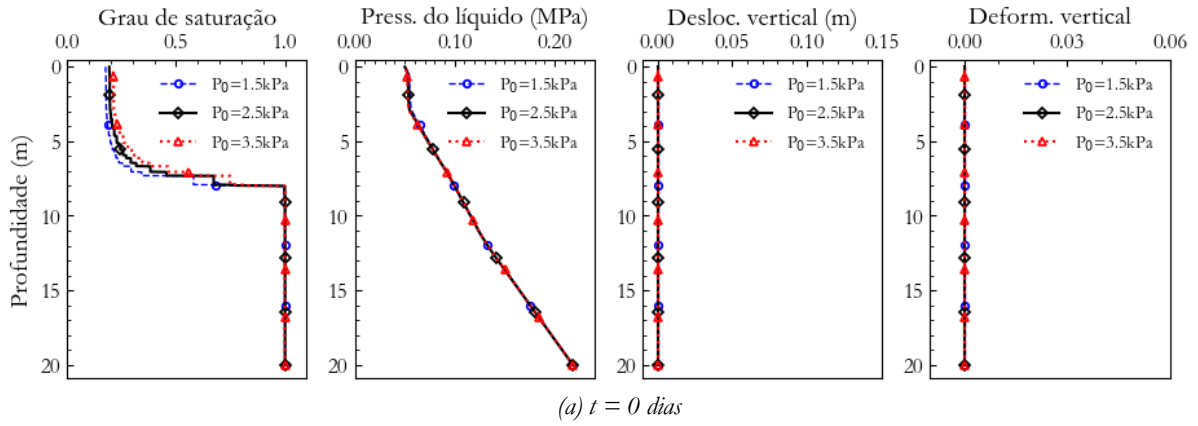
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.38 – Trajetórias de tensão para $P_0 = 3,50$ kPa



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.39 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro P_0



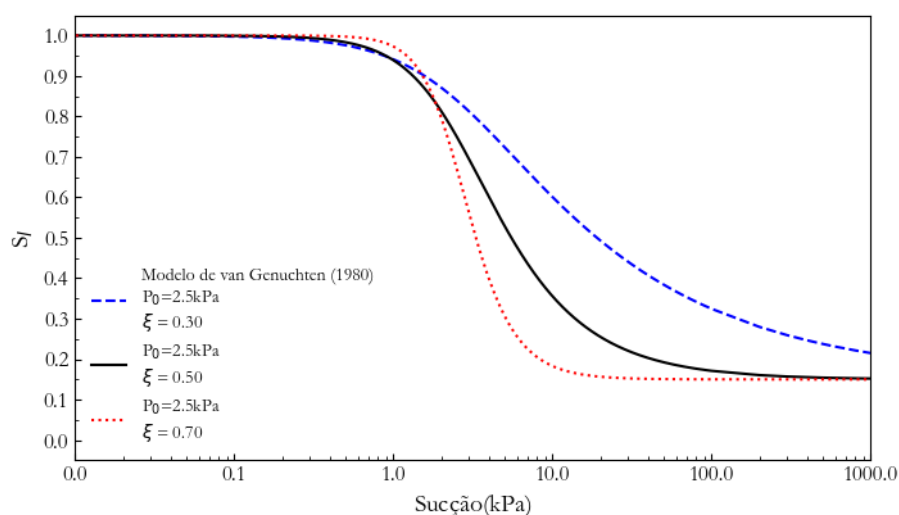
Fonte: Elaborada pelo autor

8.4.2.2 Parâmetro ξ da curva de retenção

Com base no comportamento da resposta da variável grau de saturação (Figura 8.44) pode-se verificar um maior potencial de retenção de água dos solos que se apresentam com menores valores de ξ . Observa-se que o solo caracterizado pela curva de retenção definida por $\xi = 0,30$ exibiu uma maior resistência à perda de água quando submetido à sucção imposta pelo sistema de drenagem. É notado também uma redução da área de influência dos drenos no tocante à dessaturação do solo à medida do aumento do valor do parâmetro ξ .

A tendência do comportamento hidráulico pode ser observada graficamente através da Figura 8.40 que ilustra os formatos das curvas de retenção dos solos definidas pelos diferentes valores atribuídos ao parâmetro ξ . As curvas foram plotadas para valores de sucção de até 1000 kPa.

Figura 8.40 – Curvas de retenção de água caracterizadas pelos diferentes valores do parâmetro ξ



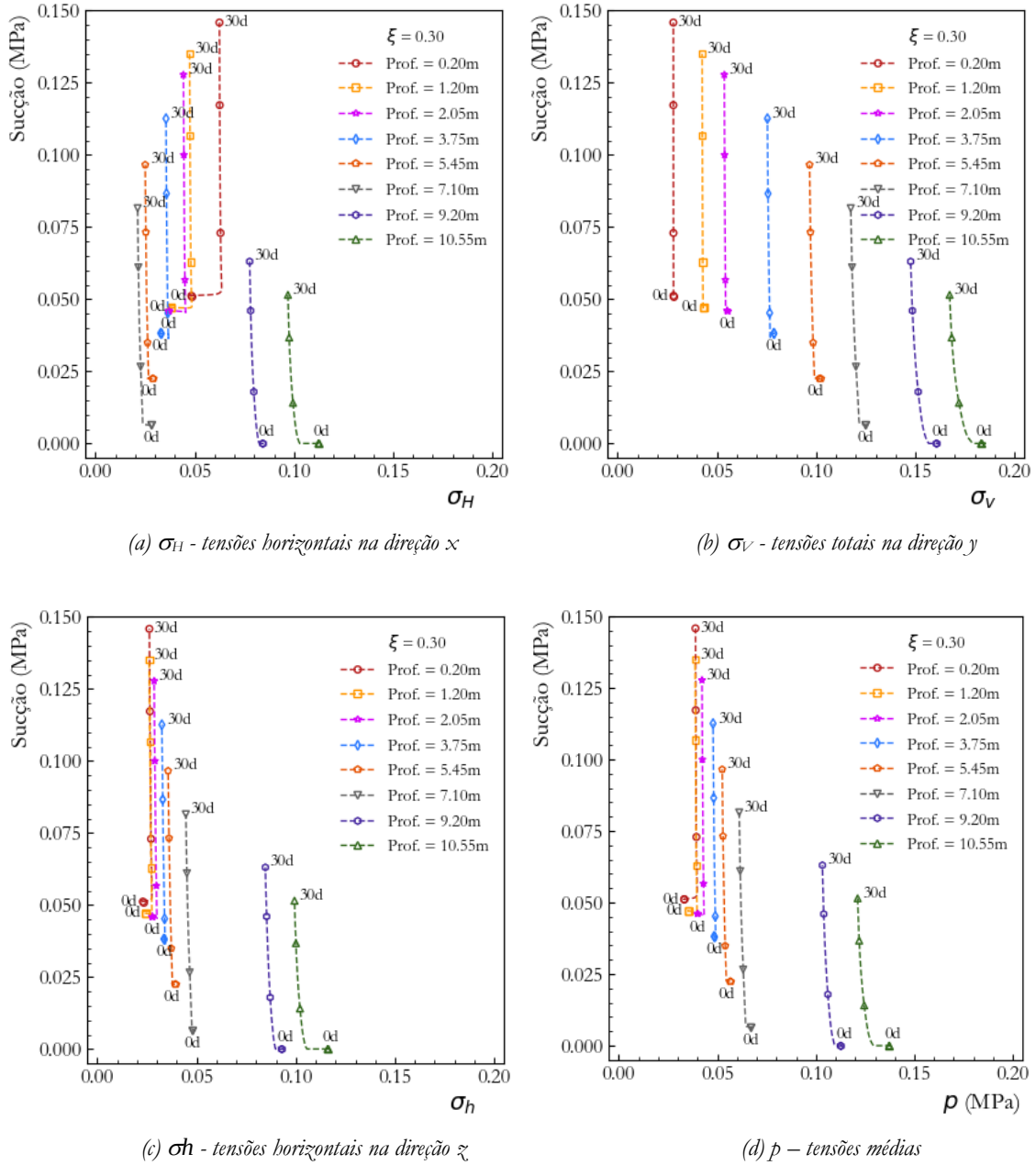
Fonte: Elaborada pelo autor

No contexto da dinâmica da variável pressão do líquido, os resultados indicam uma tendência mais pronunciada da variação do parâmetro nos solos que se apresentam com maior quantidade de interna de água. Relaciona-se o comportamento às diferentes quantidades de água verificadas em ambos os solos no instante $t = 0$ dias. Observa-se a presença de uma maior quantidade de água no perfil de solo caracterizado por $\xi = 0,30$ em relação à quantidade de água observada no solo caracterizado por $\xi = 0,70$. Verifica-se, no instante $t = 0$ dias, que o solo representado por $\xi = 0,70$ apresenta um estado de saturação residual desde a superfície do aterro até a profundidade aproximada de 6,0 m exibindo pequena quantidade de massa de água disponível a ser retirada pela ação dos drenos.

As Figuras 8.41, 8.42 e 8.43 descrevem os comportamentos das trajetórias de tensões desenvolvidas nos solos caracterizados pelos distintos valores do parâmetro ξ da curva de retenção. Seguindo a mesma tendência do comportamento dos casos em que se procedeu a variação dos valores da pressão de entrada de ar, verificou-se maiores variações da sucção nos perfis de solo que se apresentam com maior capacidade de

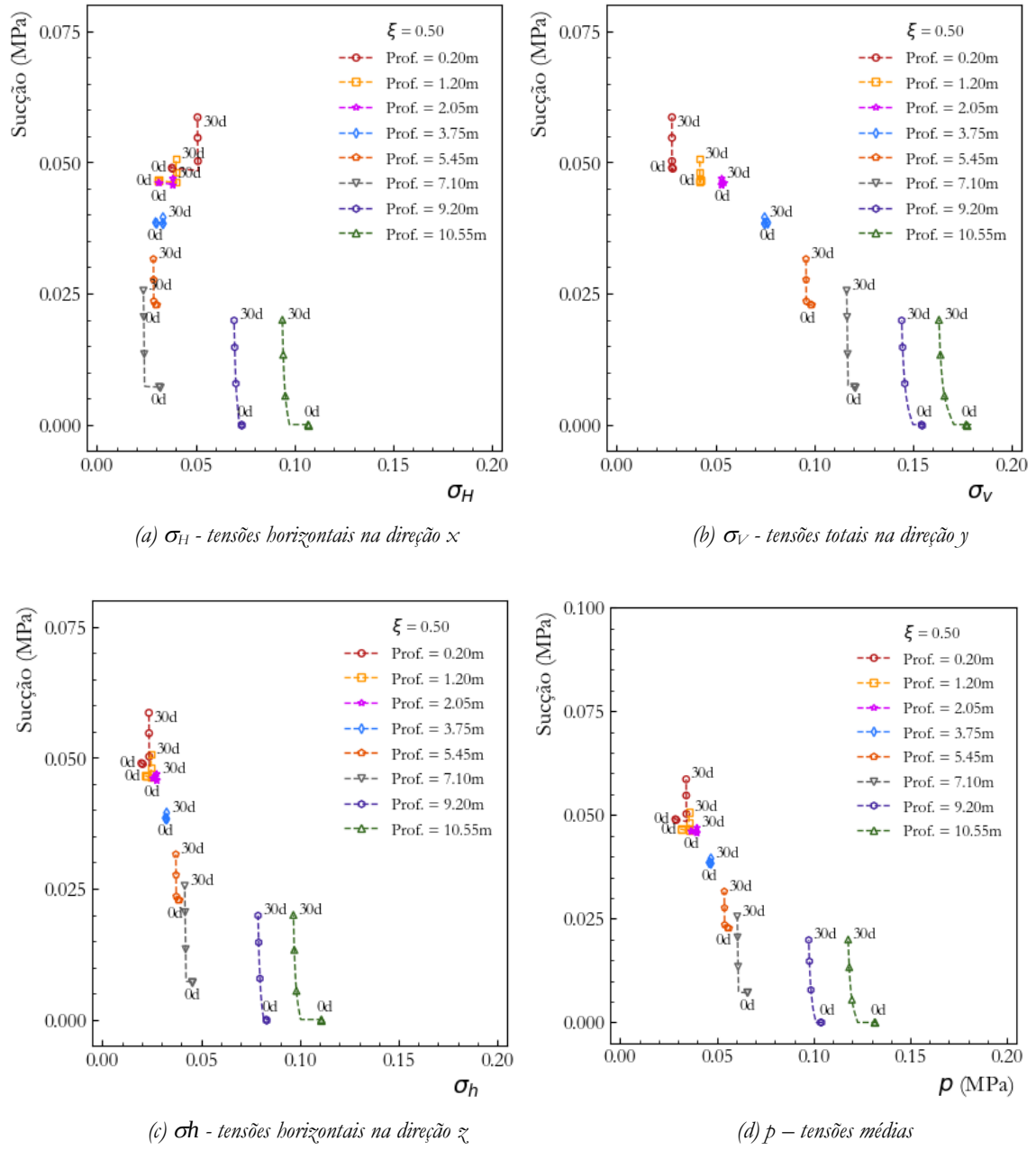
retenção de água (caracterizados pelas curvas de retenção descritas pelos menores valores de ξ). A elevação dos níveis de sucção verificados nos gráficos das trajetórias de tensões no solo caracterizados por $\xi = 0,30$ evidencia a necessidade de um maior trabalho da sucção aplicada aos drenos para se extrair uma determinada massa de água do solo.

Figura 8.41 – Trajetórias de tensão para $\xi = 0,30$



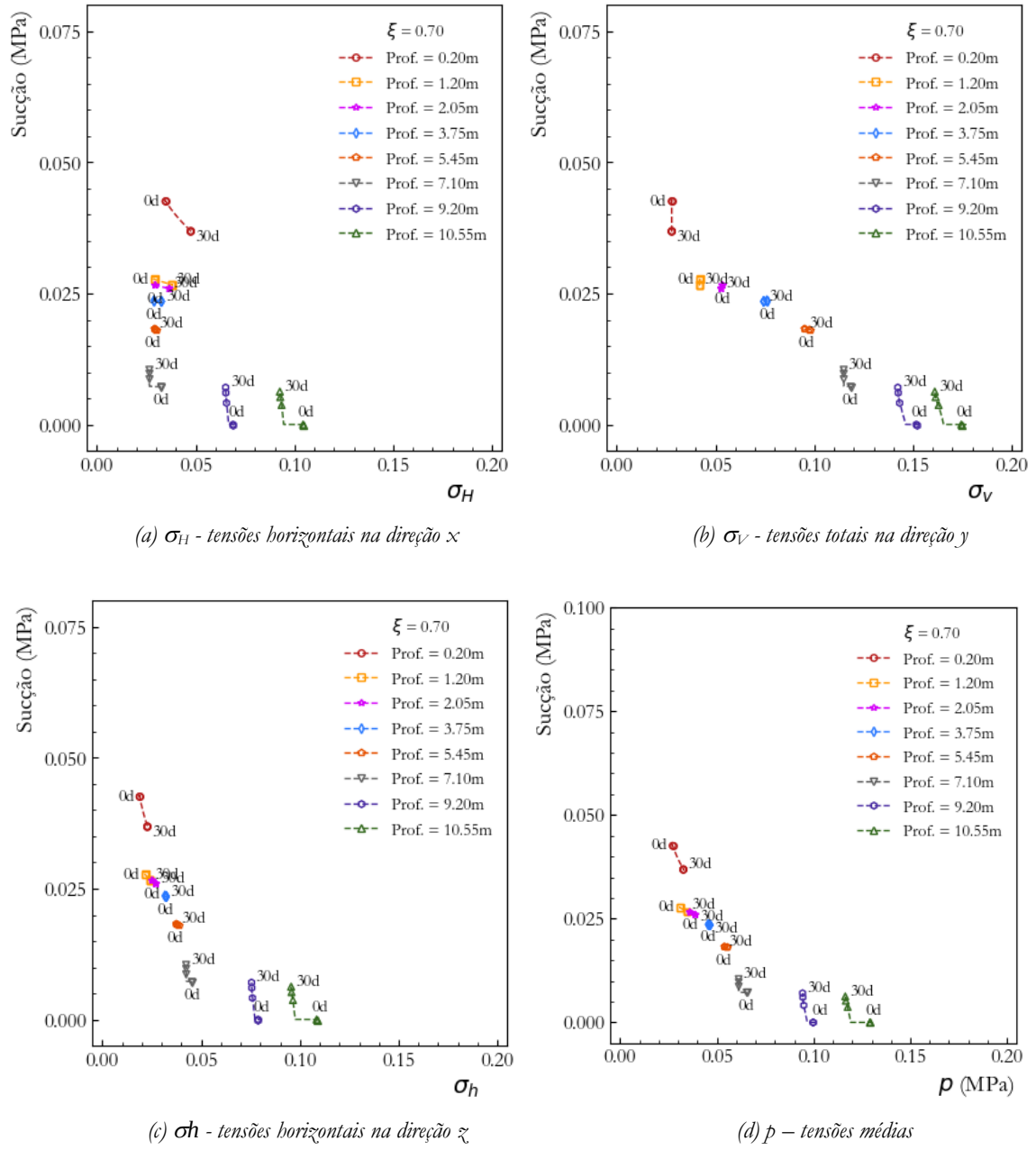
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.42 – Trajetórias de tensão para $\xi = 0,50$



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.43 – Trajetórias de tensão para $\xi = 0,70$

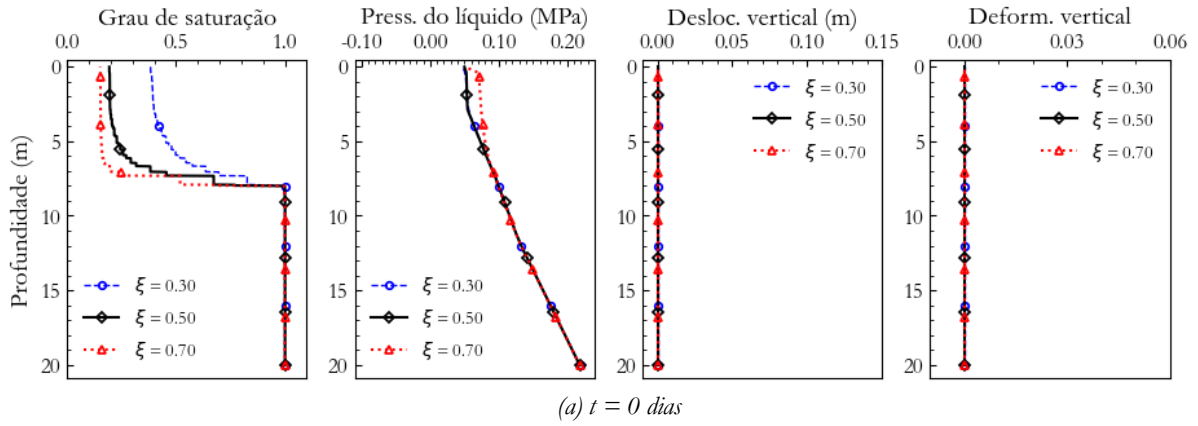


Fonte: Elaborada pelo autor

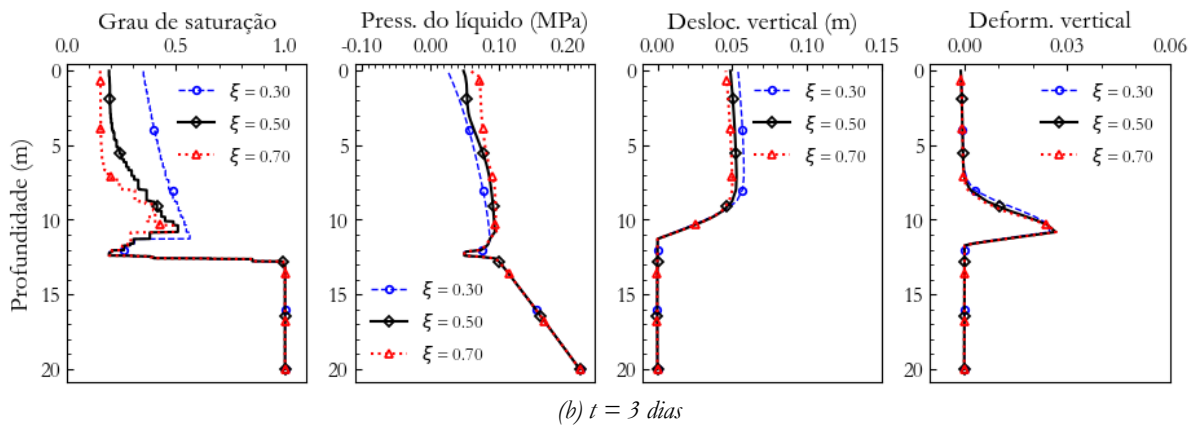
Apoiando-se nos resultados exibidos pela Figura 8.44, evidencia-se a ocorrência de maiores deslocamento no perfil do solo caracterizado por $\xi = 0,30$. O comportamento contraria a tendência esperada para um solo sujeito às mesmas condições de saturação e pressão da água. Relaciona-se o comportamento à significativa disparidade na quantidade de água observada no instante $t = 0$ dias para os solos caracterizados pelos diferentes valores de ξ . Assim sendo, fica novamente evidente a importância da quantidade de água presente no solo sobre a magnitude dos deslocamentos desenvolvidos.

No cenário marcado pela clara disparidade da quantidade de água presente nos solos, percebe-se que os recalques exibidos não refletem devidamente a importância do parâmetro analisado no comportamento da variação volumétrica experimentada pelo solo. Conhecendo-se as distintas condições hidráulicas dos diferentes solos no momento $t = 0$ dias, julga-se que a análise da significância do parâmetro ξ frente ao comportamento dos recalques desenvolvidos na superfície do aterro foi comprometida. No entanto, considerando a importância da quantidade de água retirada do solo frente a magnitude dos recalques desenvolvidos e com base no efeito de enrijecimento do solo decorrente da diminuição do parâmetro ξ , interpreta-se que o parâmetro pode exercer significativa influência nos deslocamentos que o solo poderá vir a experimentar.

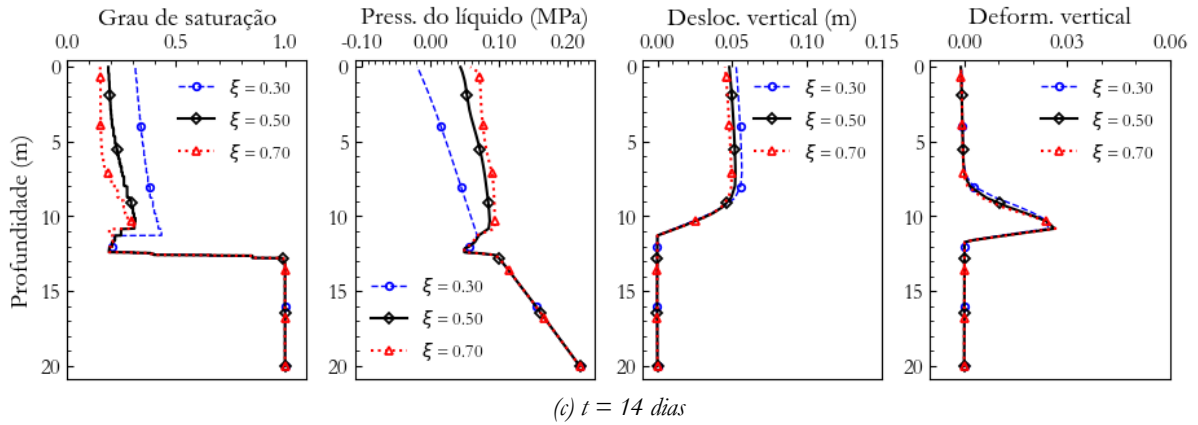
Figura 8.44 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro ξ



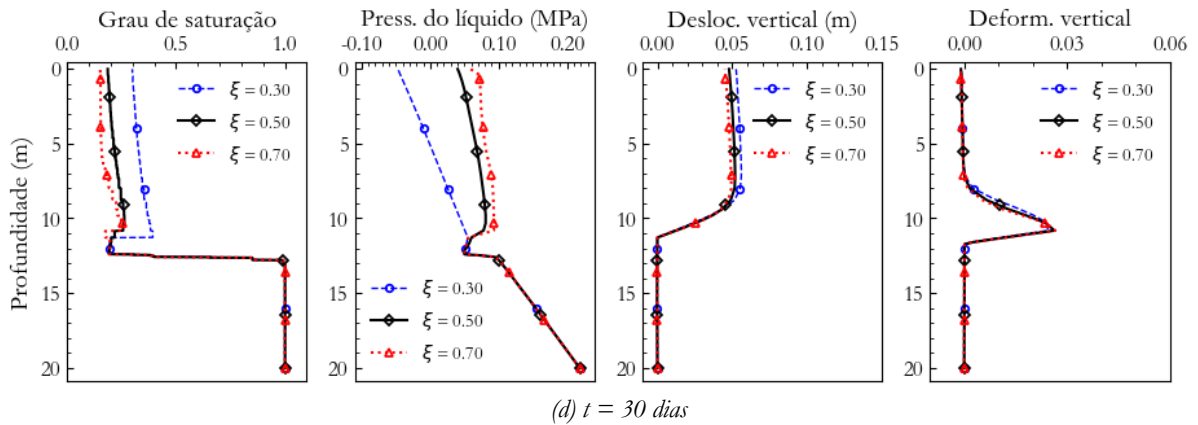
(a) $t = 0$ dias



(b) $t = 3$ dias



(c) $t = 14$ dias



(d) $t = 30$ dias

Fonte: Elaborada pelo autor

8.4.2.3 Permeabilidade intrínseca do solo – k

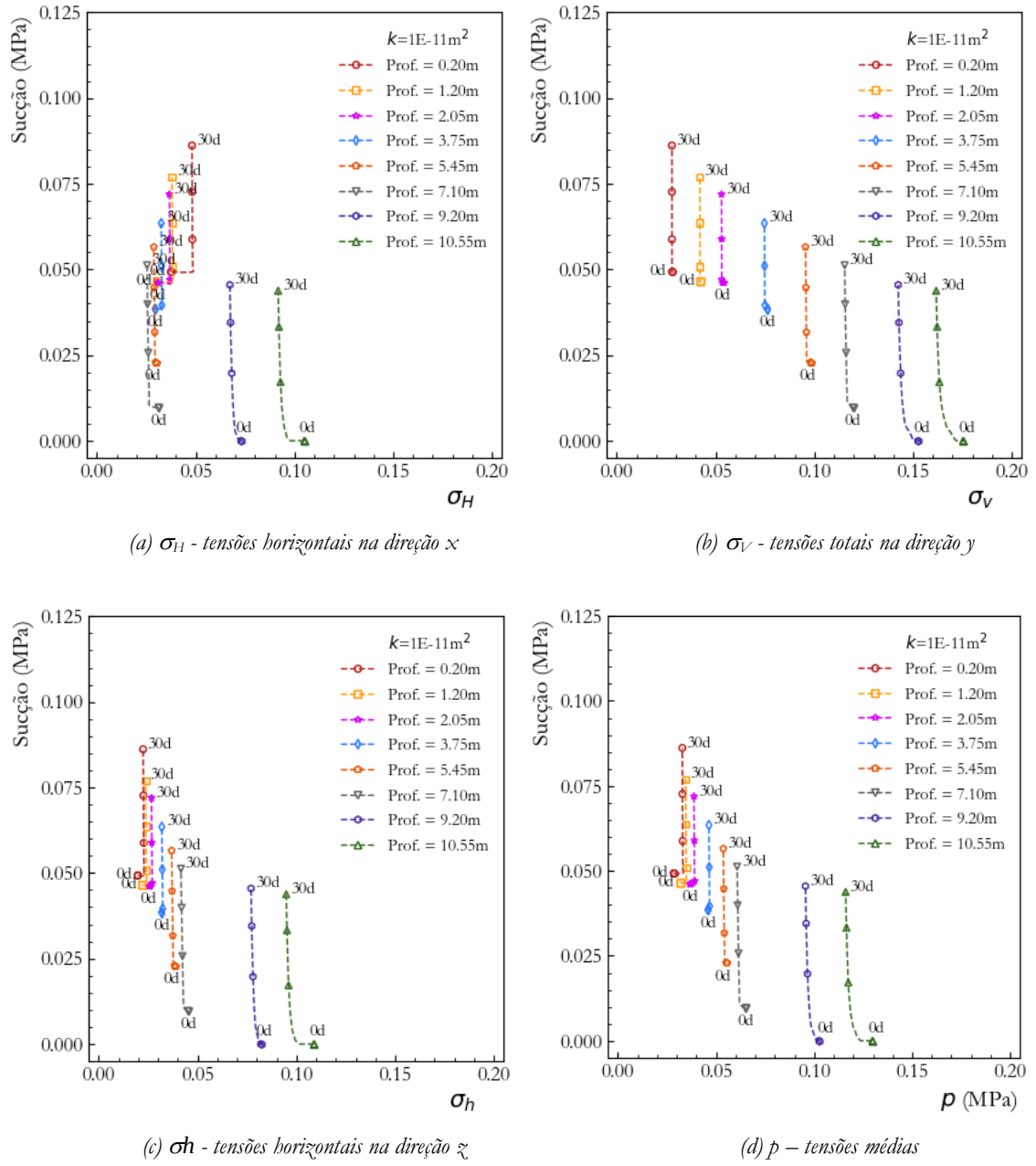
Em resposta à ação dos drenos, observa-se na Figura 8.48, por meio dos gráficos da variável grau de saturação, uma rápida dessaturação do solo que se apresenta mais permeável ($k = 10^{-11} \text{ m}^2$). Verifica-se para este solo, já nos primeiros dias de funcionamento do sistema de drenagem, uma brusca redução da quantidade de água ao longo do perfil do aterro resultando valores de graus de saturação não superiores a 25%. Ao término do período de operação do sistema de drenagem ($t = 30 \text{ dias}$) são constatados valores de graus de saturação ainda menores, não superiores a 20%. Já o solo que se apresenta com baixa permeabilidade ($k = 10^{-13} \text{ m}^2$) demonstra uma notável tendência à perda gradual de água. Assim sendo, as distintas manifestações de comportamento destacam de forma evidente a significativa influência do parâmetro k no desempenho hidráulico do solo.

No âmbito da variável pressão do líquido, o solo caracterizado pela permeabilidade $k = 10^{-11} \text{ m}^2$ revela uma notável redução da pressão da água intersticial ao longo da profundidade do perfil do aterro ao passo da redução do seu grau de saturação. Por outro lado, percebe-se uma baixíssima variação da pressão da água no solo de baixa permeabilidade, não verificando-se praticamente variações entre as profundidades 0 a 10,5 m. As mais pronunciadas variações da pressão do líquido no solo de menor permeabilidade foram constatadas entre as profundidades 10,5 e 12,5 m.

As Figuras 8.45, 8.46 e 8.47 exibem os resultados as trajetórias de tensão no plano (p, s) ao longo da seção de análise, resultantes do efeito da pressão de sucção aplicada aos drenos. Aderente ao comportamento da pressão do líquido, foram constatadas maiores elevações da sucção no solo de maior permeabilidade. Consequente ao aumento da sucção, a rigidez e a tensão de cedência do solo tendem a elevar-se. A elevação da rigidez e da tensão de cedência conferem ao material uma menor susceptibilidade ao desenvolvimento de deformações plásticas resultando em menores exibições de deslocamentos na superfície do aterro. Com base nas Figuras 8.49 e 8.50, que demonstram a variação da vazão de água retirada do maciço pelos drenos ao longo do tempo, é possível interpretar que a pressão de sucção aplicada ao solo através do sistema drenante não é eficiente o bastante para extrair água do solo menos permeável com a mesma velocidade com que é extraída do solo mais permeável. Geralmente os solos que se apresentam com baixa permeabilidade possuem características granulométricas finas e exibem curvas características de retenção de água com maiores valores de pressão de entrada de ar (P_0) e menores inclinações de dessaturação (taxa descrita pelo parâmetro ξ). Diante do contexto, evidencia-se uma forte influência da permeabilidade k no comportamento das deformações volumétricas e dos deslocamentos desenvolvidos na superfície da rodovia.

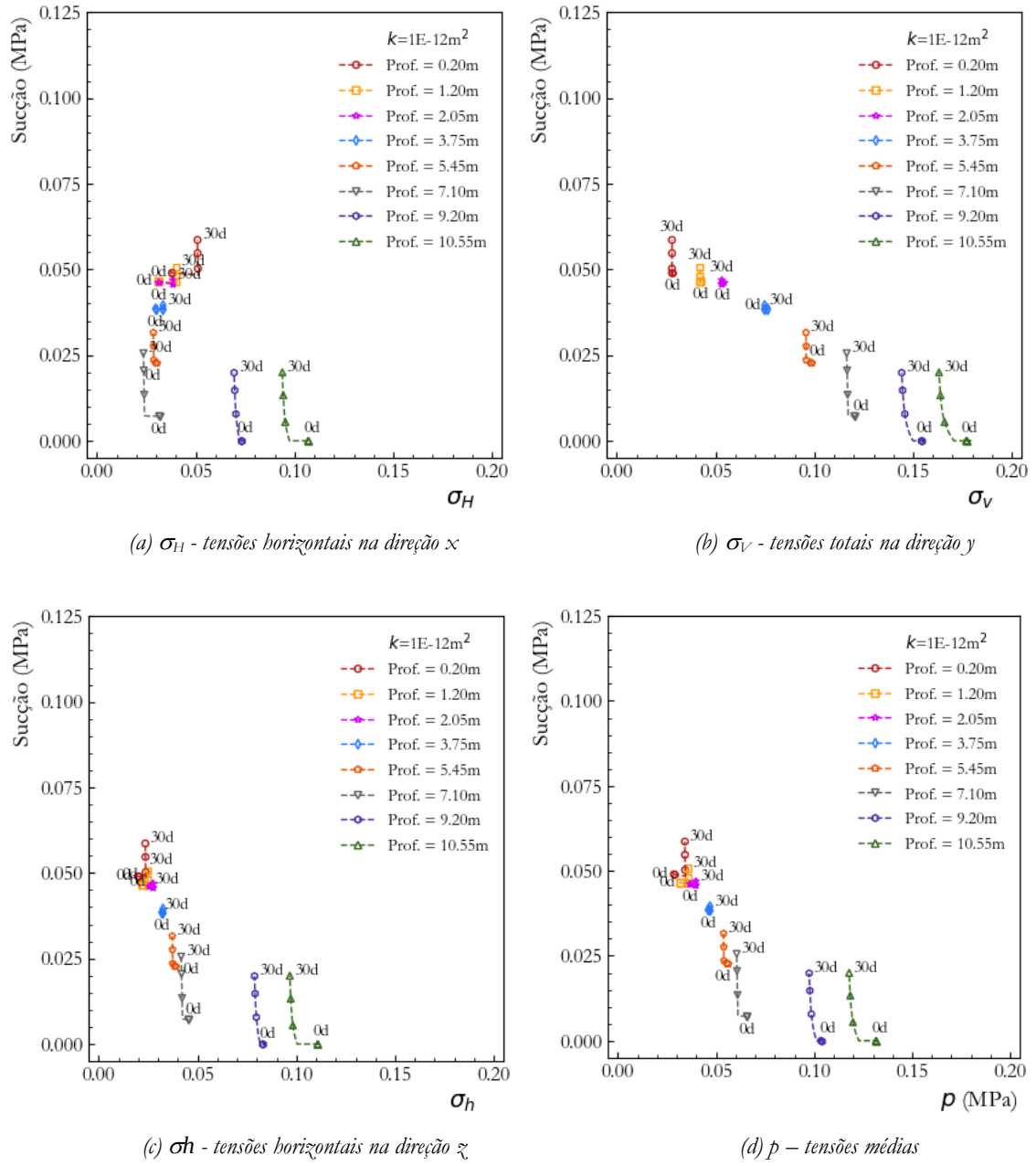
Observando ainda o comportamento das curvas nas Figuras 8.49 e 8.50, nota-se que os picos de vazão ocorrem em ambos os casos, após as primeiras horas de operação dos drenos. Posteriormente, uma tendência de redução da vazão ao longo do tempo é percebida até instante em que se verifica uma constância na vazão de água retirada pelo dreno ao longo do tempo. Maiores valores de vazão através dos drenos são observados nos solos mais permeáveis.

Figura 8.45 – Trajetórias de tensão para $k = 1\text{E-}11\text{ m}^2$



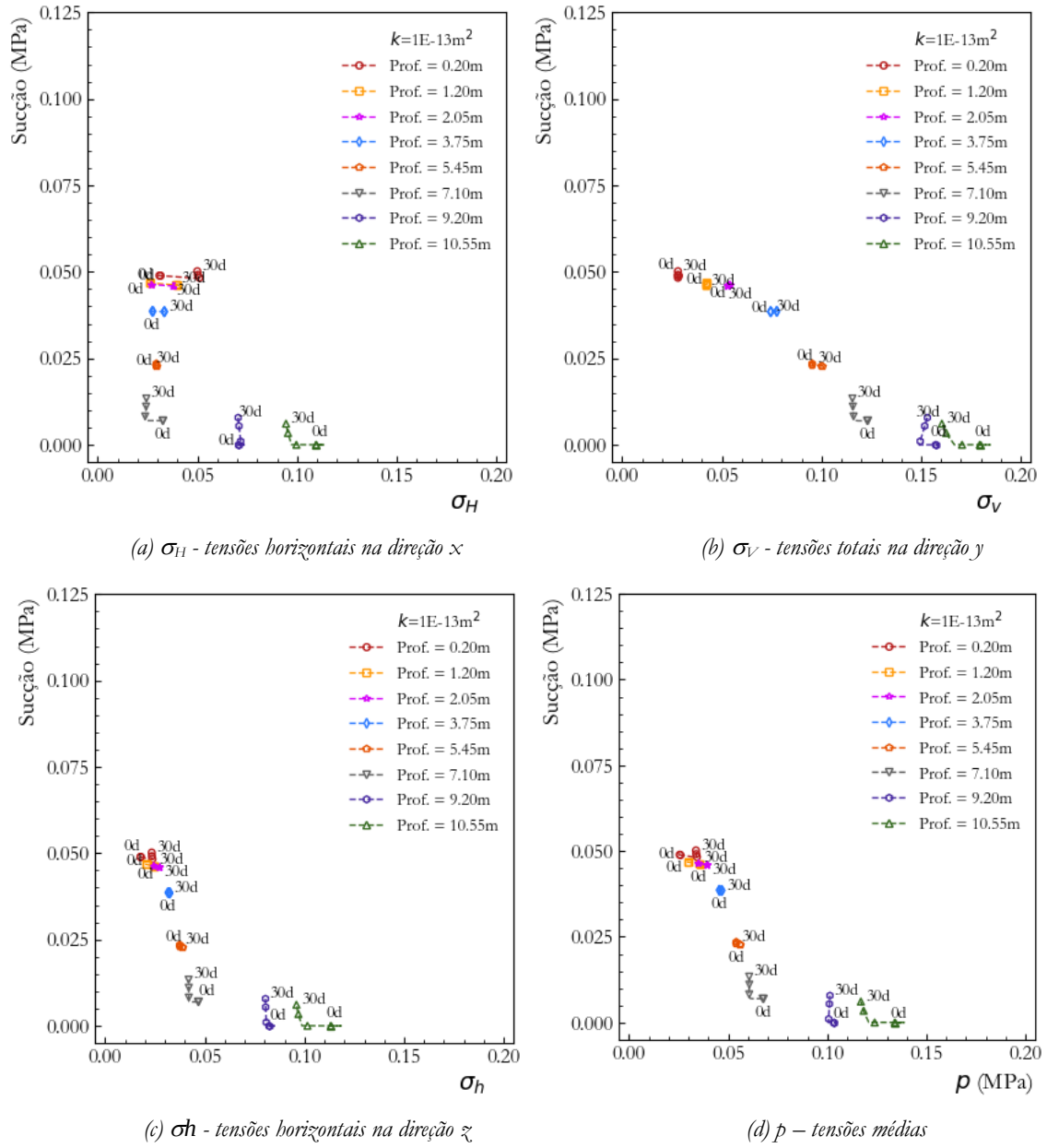
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.46 – Trajetórias de tensão para $k = 1\text{E-}12\text{ m}^2$



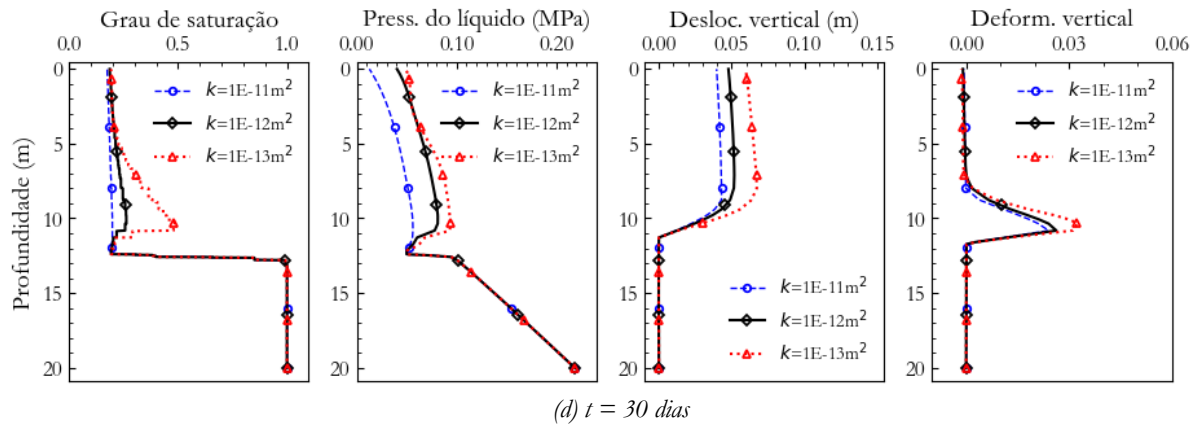
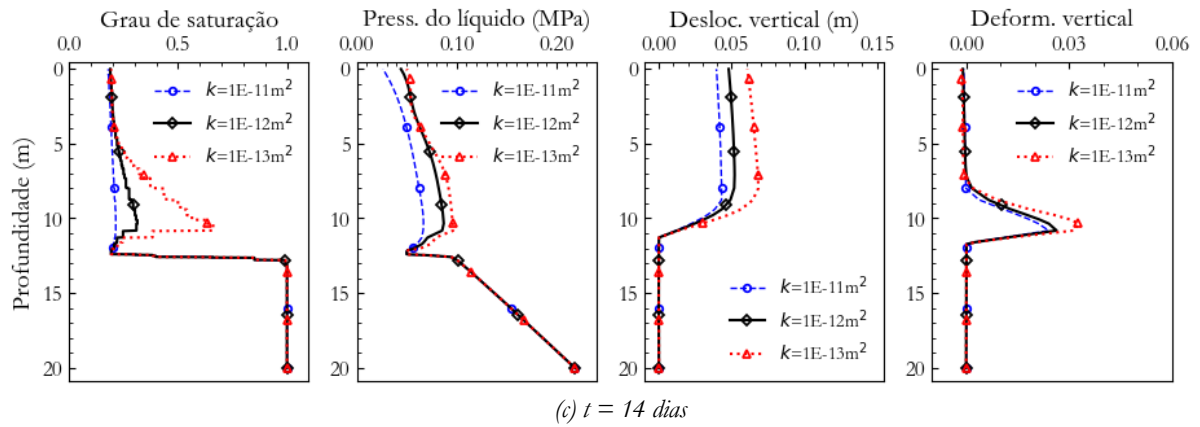
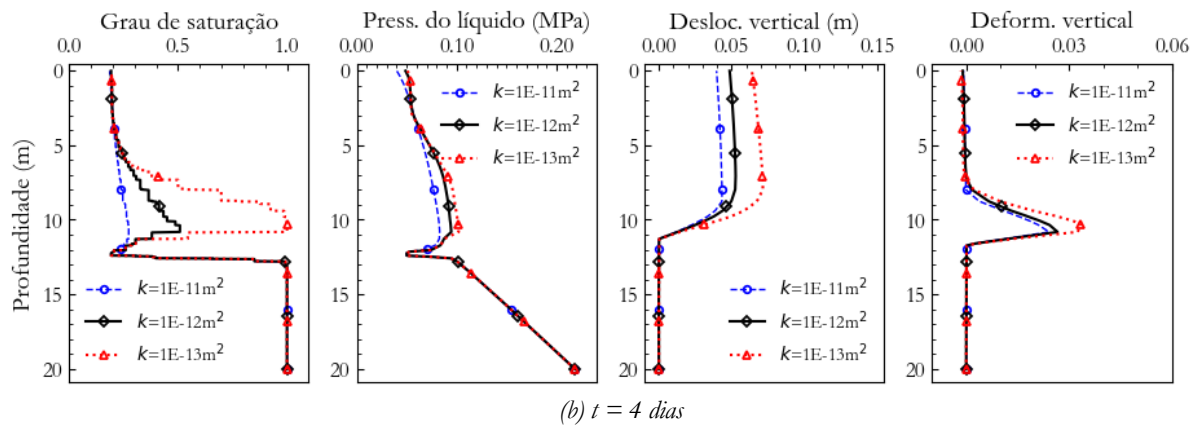
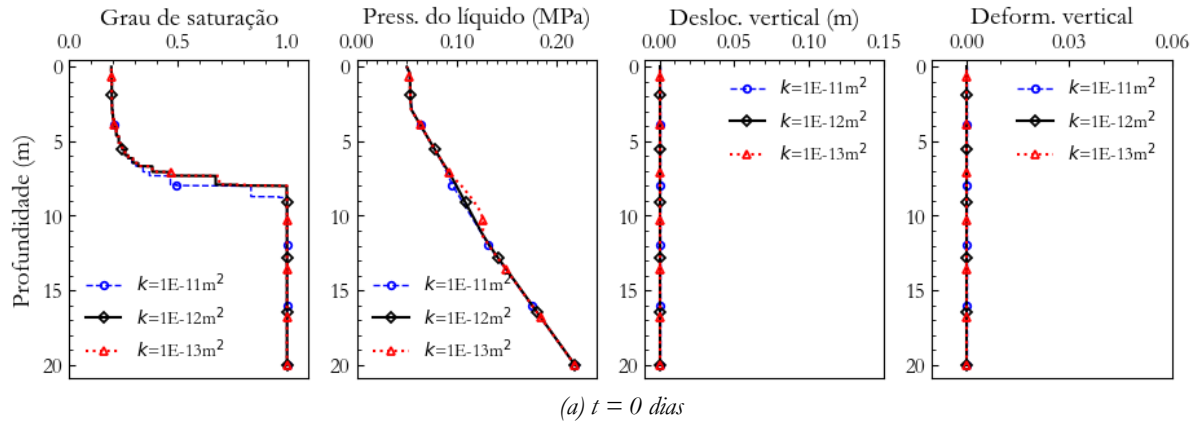
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.47 – Trajetórias de tensão para $k = 1\text{E-}13\text{ m}^2$



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.48 – Evolução temporal do grau de saturação, pressão do líquido, deslocamento vertical e deformação vertical durante o processo de rebaixamento do nível d'água para variações do parâmetro k



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.49 – Vazão (kg/s) x tempo ($t = 0$ dias a $t = 1$ dia) resultantes para as permeabilidades $k = 1\text{E-}11 \text{ m}^2$, $k = 1\text{E-}12 \text{ m}^2$ e $k = 1\text{E-}13 \text{ m}^2$

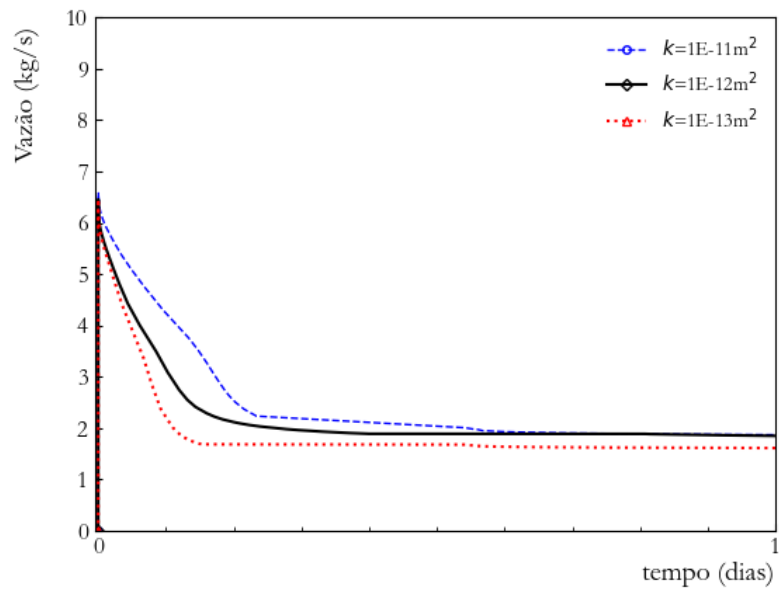
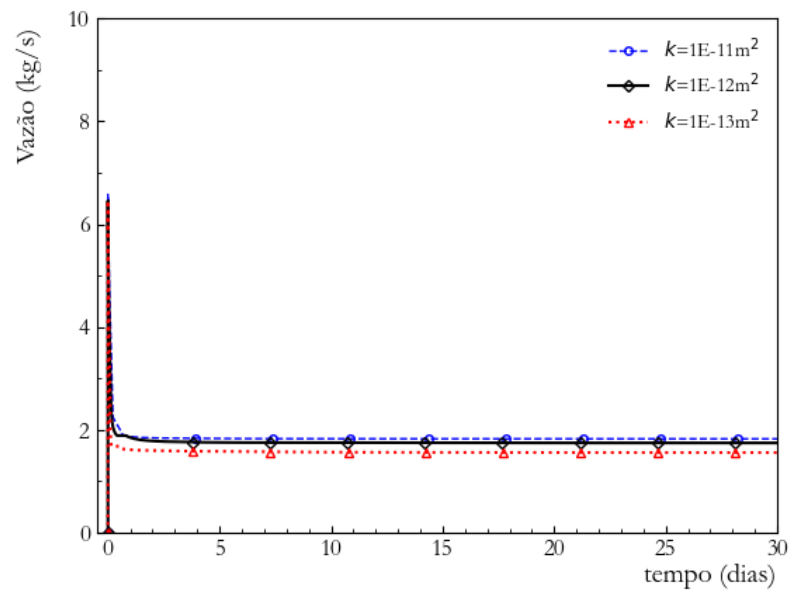


Figura 8.50 – Vazão (kg/s) x tempo ($t = 0$ dias a $t = 30$ dia) resultantes para as permeabilidades $k = 1\text{E-}11 \text{ m}^2$, $k = 1\text{E-}12 \text{ m}^2$ e $k = 1\text{E-}13 \text{ m}^2$



8.4.3 Resultados dos deslocamentos na superfície da rodovia

São apresentados nas Tabelas 8.8 e 8.9 os resultados dos deslocamentos desenvolvidos na superfície do aterro, obtidos por meio dos experimentos numéricos realizados neste trabalho. A Figura 8.51 ilustra graficamente os resultados dos recalques apresentados nas Tabelas 8.8 e 8.9.

Tabela 8.8 – Deslocamentos resultantes das variações dos parâmetros mecânicos p_0^* , $\lambda(0)$, r e β

p_0^* (MPa)	Deslocam. (m)	$\lambda(0)$	Deslocam. (m)	r	Deslocam. (m)	β (MPa ⁻¹)	Deslocam. (m)
0,015	0,081	0,10	0,035	0,50	0,047	10	0,049
0,025	0,048	0,15	0,048	0,68	0,048	20	0,048
0,035	0,029	0,20	0,061	0,90	0,049	30	0,047

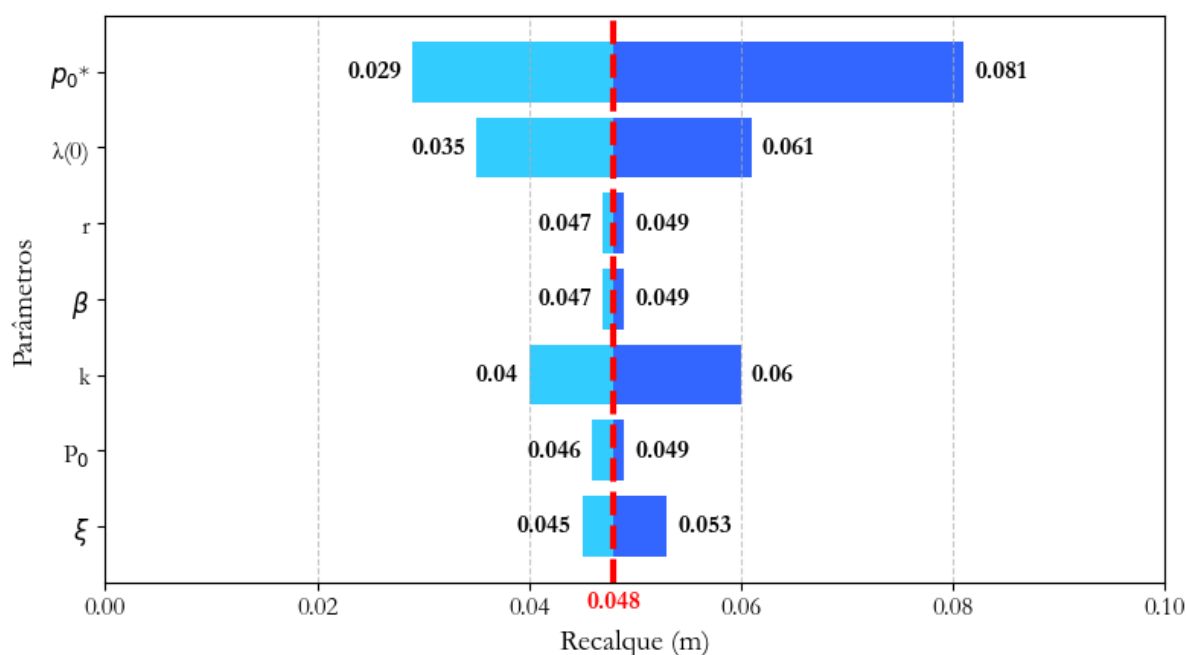
Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 8.9 – Deslocamentos resultantes das variações dos parâmetros hidráulicos P_0 , ξ e k

k (m ²)	Deslocam. (m)	P_0 (MPa)	Deslocam. (m)	ξ	Deslocam. (m)
1E-11	0,040	0,0015	0,046	0,30	0,053
1E-12	0,048	0,0025	0,048	0,50	0,048
1E-13	0,060	0,0035	0,049	0,70	0,045

Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 8.51 – Deslocamentos resultantes das variações dos parâmetros p_0^* , $\lambda(0)$, r , β , P_0 , ξ e k



Fonte: Elaborada pelo autor

Os resultados evidenciam, para a faixa de variação de valores atribuída a cada parâmetro avaliado, uma significativa influência dos parâmetros mecânicos p_0^* e $\lambda(0)$ nos deslocamentos desenvolvidos no topo do aterro. Dentre os parâmetros hidráulicos avaliados, o parâmetro k foi o que apresentou maior influência no comportamento mecânico do maciço no tocante aos deslocamentos resultantes na superfície do maciço.

9 CONCLUSÃO

Neste estudo foi realizada a modelagem numérica de um talude rodoviário contendo uma camada de aterro com dois horizontes distintos: um inferior composto de um solo saturado e outro superior de solo não saturado. O objetivo foi investigar o comportamento do maciço diante das deformações volumétricas e dos deslocamentos desenvolvidos ao longo do perfil geotécnico do solo devido a alteração do estado de tensões provocada pelo rebaixamento do nível d'água. O rebaixamento do nível freático foi induzido pela aplicação de uma pressão de sucção mediante a instalação de drenos na estrutura do talude. A caracterização dos solos do maciço foi fundamentada por ensaios *in situ* e de laboratório do tipo SPT, análise granulométrica, massa específica dos sólidos, umidade e índices de consistência. Os parâmetros do aterro que subsidiaram o experimento numérico foram definidos a partir de resultados de ensaios laboratoriais existentes realizados em um solo semelhante. Uma análise paramétrica foi conduzida variando-se individualmente os valores dos parâmetros do modelo, como o objetivo de atribuir características específicas ao solo. A análise buscou investigar o comportamento HM do maciço proporcionando uma compreensão dos mecanismos de resposta para diferentes tipos de solo frente ao cenário de rebaixamento do nível d'água.

Com relação aos parâmetros hidráulicos P_0 , ξ e k foram evidenciados os seguintes impactos no comportamento hidráulico e mecânico do solo:

- Os resultados dos experimentos numéricos evidenciaram que a pressão de sucção aplicada aos drenos mostrou-se eficiente no processo de rebaixamento do nível d'água, promovendo de forma relativamente rápida a remoção de uma determinada massa de água do interior do maciço. A rápida drenagem do talude está associada às características de permeabilidade e de retenção de água do solo caracterizado pelos parâmetros originais.
- Devido a aplicação de uma mesma condição inicial de pressões à água intersticial do solo, ao modelo, verificou-se que as variações de valores promovidas aos parâmetros P_0 e ξ resultaram em diferentes condições de saturação no instante $t = 0$ dias. Diante das distintas condições de saturação observadas, a análise da influência do parâmetro ξ sobre os recalques desenvolvidos na superfície do terreno ficou prejudicada.
- Embora tenha sido observada uma condição inicial de grau de saturação distinta também para o cenário em que os valores de P_0 foram variados, foi possível a interpretação de uma baixa influência do parâmetro no comportamento das deformações volumétricas e dos recalques exibidos pelo maciço. Interpreta-se que as pequenas diferenças de recalques observadas estão relacionadas às distintas quantidades de água verificadas no solo no instante de tempo $t = 0$ dias.
- No tocante à permeabilidade k , foi evidenciada forte influência do parâmetro no comportamento das deformações volumétricas e dos recalques desenvolvidos na superfície do terreno. Sob o efeito dos drenos, os solos mais permeáveis se mostraram mais propensos a perderem maiores massas de água. A medida do aumento da permeabilidade do solo verificou-se, ao longo da

profundidade do terrapleno, uma maior área de influência da pressão de sucção aplicada aos drenos.

- Uma menor velocidade de remoção de água do maciço foi verificada nos casos em que o solo se apresentou com maior potencial de retenção de água ($P_0 = 3,50$ kPa, $\xi = 0,30$) e menor permeabilidade ($k = 10^{-13}$ m²). Com base nos resultados obtidos, interpreta-se que o efeito da sucção aplicada ao maciço contribuiu para a elevação da rigidez e da tensão de cedência do solo, conferindo ao material, menores exibições de deformações plásticas e menores deslocamentos desenvolvidos na superfície do aterro.

No tocante aos parâmetros mecânicos p_0^* , $\lambda(0)$, r e β foram evidenciados distintos impactos no comportamento hidráulico e mecânico do solo, a destacar:

- Os parâmetros p_0^* , $\lambda(0)$, r e β apresentaram baixa influência no comportamento das variáveis saturação e pressão do líquido.
- No tocante às características das deformações volumétricas e dos recalques desenvolvidos no maciço terroso, foi verificada significativa influência dos parâmetros p_0^* e $\lambda(0)$. Para os intervalos de valores estabelecidos aos parâmetros mecânicos analisados, o maior recalque verificado na superfície do aterro ocorreu quando da variação do parâmetro p_0^* .
- Os parâmetros r e β apresentaram uma baixa influência no comportamento das deformações volumétricas do aterro. Relaciona-se o comportamento ao cenário das trajetórias de tensões desenvolvidas, nas quais não foram detectados aumentos de tensões acompanhados do aumento da sucção.
- As trajetórias de tensões monitoradas exibiram uma tendência de trajeto similar para ambas as situações analisadas, diferindo-se pelas intensidades de tensões e pressões de sucção geradas em cada situação específica.

REFERÊNCIAS

- ABED, A. A.; VERMEER, P. A. Numerical simulation of unsaturated soil behaviour. **International Journal of Computer Applications in Technology**, v. 34, n. 1, p. 2–12, 2009.
- AHRENS, J.; GEVECI, B.; LAW, C. Paraview: An end-user tool for large data visualization. **The visualization handbook**, v. 717, n. 8, 2005.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 405–430, 1990.
- ALONSO, E. E.; VAUNAT, J.; GENS, A. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. **Engineering geology**, v. 54, n. 1–2, p. 173–183, 1999.
- ALONSO, E.; GENS, A.; HIGHT, D. **Special problem soils. General Report (session 5)**. European Conference on Soil Mechanics and Foundation. **Anais...**Dublin: A.A.Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188 Carga movel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. **Associação brasileira de normas técnicas**, 2013.
- BISHOP, A. W. The principle of effective stress. **Teknik Ukeblad**, v. 39, 1959.
- BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. **Geotechnique**, v. 13, n. 3, 1963.
- BIZZI, A. L. et al. **Geologia, Tectônica e Recursos Minerais no Brasil (Texto, Mapas & Sig)**. Brasília: Serviço Geológico do Brasil – CPRM, 2003.
- CHAI, J. C. et al. Land subsidence due to groundwater drawdown in Shanghai. **Geotechnique**, v. 54, n. 2, 2004.
- CRONEY, D.; COLEMAN, J. D.; BLACK, W. P. M. Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. **Water and Its Conduction in Soils, Highway Res Board, Special Report, Washington, DC**, n. 40, 1958.
- FERNANDES, J. B. **Resistência e Deformabilidade de um solo não saturado a partir de ensaios triaxiais**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2016.
- FREDLUND, D. G. et al. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, 1996.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. STRESS STATE VARIABLES FOR UNSATURATED SOILS. **ASCE J Geotech Eng Div**, v. 103, n. 5, 1977.
- FREDLUND, D. G.; PHAM, H. Q. **A Volume-Mass Constitutive Model for Unsaturated Soils in Terms of Two Independent Stress State Variables**. 2006.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993. v. 1
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Understanding the family of soil-water characteristic curves**. Proceedings of the Canadian Geotechnical Conference, Geo-Edmonton, Edmonton, AB, Canada. **Anais...**2018.

- FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 4, p. 521–532, 1994.
- FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 4, 1994.
- GATTINONI, P.; SCESI, L. The groundwater rise in the urban area of Milan (Italy) and its interactions with underground structures and infrastructures. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 62, 2017.
- GENS, A.; ALONSO, E. E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n. 6, p. 1013–1032, 1992.
- GEUZAIN, C.; REMACLE, J. Gmsh: A 3-D finite element mesh generator with built-in pre-and post-processing facilities. **International journal for numerical methods in engineering**, v. 79, n. 11, p. 1309–1331, 2009.
- GUIMARAES, L. D. N. et al. A chemo-mechanical constitutive model accounting for cation exchange in expansive clays. **Géotechnique**, v. 63, n. 3, p. 221–234, 2013.
- HAN, Z. et al. **Modelling the stress settlement behavior of shallow foundation in unsaturated sand using sigma/W and Plaxis**. 67th Canadian Geotechnical Conference. **Anais...**2014.
- HILLEL, D. Soil and Water: Physical Principles and Processes. (Physiological Ecology: a Series of Monographs and Treatises). **Soil and Water: Physical Principles and Processes, Academic Press, New York and London**, 1971.
- HSI, J. P.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. Surface subsidence and drawdown of the water table due to pumping. **Géotechnique**, v. 44, n. 3, p. 381–396, 1994.
- JENNINGS, J. E. A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. **Pore pressure and suction in soils**, p. 26–30, 1961.
- JENNINGS, J. E. B.; BURLAND, J. B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. **Geotechnique**, v. 12, n. 2, 1962.
- JOSA, A. et al. **Stress-strain behaviour of partially saturated soils**. European conference on soil mechanics and foundation engineering. 9. **Anais...**1987.
- KAWAI, K. et al. Non-uniform settlement of compacted earth structures caused by the deformation characteristics of unsaturated soil on wetting. **Soils and Foundations**, v. 47, n. 2, p. 195–205, 2007.
- KHALILI, N.; KHABBAZ, M. H. A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. **Geotechnique**, v. 48, n. 5, 1998.
- KIM, J. A fully coupled finite element analysis of water-table fluctuation and land deformation in partially saturated soils due to surface loading. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 49, n. 9, p. 1101–1119, 2000.
- LABUZ, J. F.; ZANG, A. Mohr–Coulomb failure criterion. **Rock mechanics and rock engineering**, v. 45, n. 6, p. 975–979, 2012.
- LAMBE, T. W. **A mechanistic picture of shear strength in clay**. Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960. **Anais...**1960.
- LE, T. M. H. et al. Rainfall-induced differential settlements of foundations on heterogeneous unsaturated soils. **Géotechnique**, v. 63, n. 15, p. 1346–1355, 2013.

- LIBARDI, P. L. **Dinâmica da Água no Solo**. São Paulo: EdUsp, 2005.
- LIKOS, W. J.; LU, N. Hysteresis of capillary stress in unsaturated granular soil. **Journal of Engineering mechanics**, v. 130, n. 6, p. 646–655, 2004.
- LIU, M. D.; CARTER, J. P. A structured Cam Clay model. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, n. 6, p. 1313–1332, 2002.
- MALAYA, C.; SREEDEEP, S. A laboratory procedure for measuring high soil suction. **Geotechnical Testing Journal**, v. 34, n. 5, 2011.
- MARINHO, F. A. M. **Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados**. Tese (Livre-Docência na especialidade Geomecânica) - São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.
- MAŠÍN, D. Hypoplastic Cam-clay model. **Géotechnique**, v. 62, n. 6, p. 549–553, 2012.
- MAYNE, P. W. Cam-clay predications of undrained strength. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 106, n. 11, p. 1219–1242, 1980.
- MENDONÇA, H. M. X. **Sobre a modelagem de problemas da engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.
- MIQUELETTTO, M. **Desenvolvimento de procedimentos numéricos para análise de infiltração e estabilidade de taludes em bacias de drenagem**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2007.
- ÖBERG, A.; SÄLLFORS, G. Determination of Shear Strength Parameters of Unsaturated Silts and Sands Based on the Water Retention Curve. **Geotechnical Testing Journal**, v. 20, n. 1, 1997.
- OH, W. T.; VANAPALLI, S. K. Modeling the stress versus settlement behavior of shallow foundations in unsaturated cohesive soils extending the modified total stress approach. **Soils and Foundations**, v. 58, n. 2, 2018.
- OH, W. T.; VANAPALLI, S. K.; PUPPALA, A. J. Semi-empirical model for the prediction of modulus of elasticity for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, n. 8, 2009.
- OLIVELLA, S. et al. Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. **Transport in porous media**, v. 15, n. 3, p. 271–293, 1994.
- OLIVELLA, S. et al. Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. **Engineering Computations**, v. 13, n. 7, p. 87–112, 1996.
- PERROTTA, M. M. et al. **Mapa Geológico do Estado de São Paulo**. São Paulo.
- PUJADES, E. et al. Deep enclosures versus pumping to reduce settlements during shaft excavations. **Engineering Geology**, v. 169, 2014.
- PUPPALA, A. J.; PUNTHUTAECHA, K.; VANAPALLI, S. K. Soil-Water Characteristic Curves of Stabilized Expansive Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 6, 2006.
- REICHARDT, K. **Processos de transferência no sistema solo-planta-atmosfera**. Campinas: Fundação Cargill, 1985.

RICHARDS, B. G. The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in Australia. 1966.

RIDLEY, A. M.; WRAY, W. K. **Suction measurement: a review of current theory and practices.** PROCEEDINGS OF THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS/UNSAT'95/PARIS/France/6-8 SEPTEMBER 1995. VOLUME 3. **Anais...**1996.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático.** Tese (Doutorado em Geotecnia) - São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2007.

RODRIGUES, R. A.; SOARES, F. V. P.; SANCHEZ, M. Settlement of Footings on Compacted and Natural Collapsible Soils upon Loading and Soaking. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 147, n. 4, p. 04021010, 2021.

ROSCOE, K.; BURLAND, J. B. **On the generalized stress-strain behaviour of “wet” clay.** J. Heyman, F. Leckie (Eds.). **Anais...**Cambridge: Cambridge University Press, 1968.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; THURAIRAJAH, A. Yielding of clays in states wetter than critical. **Geotechnique**, v. 13, n. 3, p. 211–240, 1963.

SAAB, A. L. **Influência da sucção nos parâmetros de compressibilidade de um solo não saturado.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2016.

SÁNCHEZ, M. et al. A double structure generalized plasticity model for expansive materials. **International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics**, v. 29, n. 8, p. 751–787, 2005.

SÁNCHEZ, M. et al. Typical geomechanical problems associated with railroads on shrink-swell soils. **Transportation Geotechnics**, v. 1, n. 4, 2014.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações - 2. ed.** [s.l.: s.n.]. v. 53

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, P. **Critical state soil mechanics.** London: McGraw-hill, 1968. v. 310

SHI, X. Q. et al. Characterization of land subsidence induced by groundwater withdrawals in Su-Xi-Chang area, China. **Environmental Geology**, v. 52, n. 1, 2007.

SUPORTE GEOGRÁFICO. **Mapas para colorir - São Paulo.** Disponível em: <<https://suportegeografico77.blogspot.com/2018/03/mapas-para-colorir-sao-paulo.html>>. Acesso em: 4 ago. 2023.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. DE. Análise, projeto e execução de fundações rasas. **Fundações: teoria e prática.** São Paulo: Pini, Cap, v. 7, p. 227–264, 1996.

TOLL, D. G.; ONG, B. H. Critical-state parameters for an unsaturated residual sandy clay. **Geotechnique**, v. 53, n. 1, 2003.

TZAMPOGLOU, P. et al. **Selected Worldwide Cases of Land Subsidence Due to Groundwater Withdrawal.** Water (Switzerland), 2023.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA - UPC. **CODE_BRIGHT 2021 User's Guide.** Barcelona: Departamento de Ingeniería del Terreno, Universitat Politècnica de Catalunya, 2021.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till. **Geotechnical Testing Journal**, v. 19, n. 3, 1996.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. **Geotechnique**, v. 49, n. 2, p. 143–159, 1999.

VANAPALLI, S. K.; MOHAMED, F. M. O. Bearing capacity and settlement of footings in unsaturated sands. **International Journal of GEOMATE**, v. 5, n. 1, 2013.

VANAPALLI, S. K.; OH, W. T. A model for predicting the modulus of elasticity of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 4, n. 4, 2010.

VANAPALLI, S. K.; SILLERS, W. S.; FREDLUND, M. D. **The meaning and relevance of residual state to unsaturated soils**. 51st Canadian Geotechnical Conference. **Anais...**Edmonton Alberta, Canada, 1998.

VERMEER, P. A.; BRINKGREVE, R. **PLAXIS – Finite Element Code for Soil and Rock Analysis**. RotterdamBalkema, 1995.

VILAR, O. M. **Modelagem constitutiva para o comportamento mecânico de solos não saturados**. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. **Anais...**São Carlos: 2004.

VILAR, O. M. **Fundamentos da mecânica dos solos não saturados**. São Carlos: v. 1

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 2, p. 226–233, 2011.

XU, Y. S. et al. The state of land subsidence and prediction approaches due to groundwater withdrawal in China. **Natural Hazards**, v. 45, n. 1, 2008.

XU, Y. S. et al. Investigation into subsidence hazards due to groundwater pumping from Aquifer II in Changzhou, China. **Natural Hazards**, v. 78, n. 1, 2015.

YOO, C. Ground settlement during tunneling in groundwater drawdown environment – Influencing factors. **Underground Space (China)**, v. 1, n. 1, 2016.

YU, H.-S. CASM: A unified state parameter model for clay and sand. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 22, n. 8, p. 621–653, 1998.

ZHANG, Y. et al. Excessive groundwater withdrawal and resultant land subsidence in the Su-Xi-Chang area, China. **Environmental Earth Sciences**, v. 61, n. 6, 2010.

ZHENG, Y.; HATAMI, K.; MILLER, G. A. Numerical Simulation of Wetting-Induced Settlement of Embankments. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 31, n. 3, 2017.