



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ROMÁRIO ANDERSON GUERREIRO MAIA

ANÁLISE NUMÉRICA DE FISSURAMENTO EM BARRAGENS DE TERRA
ATRAVÉS DA TÉCNICA DE VARIAÇÃO DE RIGIDEZ

FORTALEZA

2022

ROMÁRIO ANDERSON GUERREIRO MAIA

ANÁLISE NUMÉRICA DE FISSURAMENTO EM BARRAGENS DE TERRA ATRAVÉS
DA TÉCNICA DE VARIAÇÃO DE RIGIDEZ

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.

FORTALEZA

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

M188a Maia, Romário Anderson Guerreiro.
Análise numérica de fissuramento em barragens de terra através da técnica de variação de rigidez /
Romário Anderson Guerreiro Maia. – 2022.
103 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2022.
Orientação: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.

1. Barragens. 2. Colapso. 3. UNSTRUCT. I. Título.

CDD 624.15

ROMÁRIO ANDERSON GUERREIRO MAIA

ANÁLISE NUMÉRICA DE FISSURAMENTO EM BARRAGENS ATRAVÉS DA
TÉCNICA DE VARIAÇÃO DE RIGIDEZ

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: ___/___/_____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

Aos meus filhos, que são minha motivação
diária.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por todas as graças concedidas todos os dias.

Aos meus pais, Manoel Martins e Raimunda Guerreiro, aos quais devo a minha vida, criação e educação.

À minha esposa, que está, incondicionalmente, sempre ao meu lado, me apoiando ao longo da minha trajetória, sempre me incentivando e não deixando que eu desacredite em momento algum nas coisas boas que estão por vir.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho, pela atenção, dedicação e compreensão ao longo do período de orientação e sem o qual eu certamente não conseguiria ter concluído minha pesquisa.

A toda a equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC, por todo o apoio durante a realização dos ensaios, em especial ao Anselmo e ao Roberto que me ajudaram muito e me ensinaram muitas coisas.

Aos professores do pós-DEHA, pelos conhecimentos e pela motivação que transmitiram ao longo das disciplinas do mestrado, e aos funcionários do departamento que sempre foram muito prestativos.

Aos professores Anderson Borghetti e Osvaldo Neto, por aceitarem participar da banca examinadora desta dissertação e pelo tempo dedicado para a avaliação deste trabalho.

Aos meus colegas de mestrado, pelos estudos e momentos de descontração ao longo desses anos.

A todos aqueles que contribuíram, direta ou indiretamente, para o desenvolvimento desta dissertação.

À FUNCAP, pelo suporte financeiro.

RESUMO

O aperfeiçoamento do conhecimento a respeito de solos não saturados evoluiu com o intuito de melhorar as modelagens de projetos de obras de terra, uma vez que a condição não saturada se faz presente durante toda a vida útil de uma grande variedade de obras geotécnicas. Pequenas barragens de terra têm sido usadas desde os tempos remotos e, muitas vezes, são a principal fonte de água. Nesse tipo particular de obra, estudos sobre os solos revelam que sob saturação por água, ocorrem mudanças em suas propriedades mecânicas, ocasionando, geralmente, uma simultânea perda de rigidez e da resistência ao cisalhamento. Dessa forma, durante o primeiro enchimento de um reservatório, os maciços de terra podem sofrer deformações provocadas por mudanças no estado de tensões no aterro, que podem ocasionar o surgimento de fissuras. Nesse contexto, surge o programa UNSTRUCT, que é um programa direcionado para calcular o estado final de tensão/deformação para um estado plano de deformação, utilizando o Método dos Elementos Finitos em maciços saturados e não saturados, usando um modelo elástico e considerando o efeito da sucção e de sua variação, através da técnica de variação de rigidez. Realizou-se, na presente pesquisa, um estudo hipotético, utilizando o UNSTRUCT, do corpo de uma barragem, variando as seguintes características de uma seção tipo transversal: homogeneidade; estruturas internas de filtragem; geometria ao longo de um perfil longitudinal; influência do nível de compactação e zoneamento entre núcleos e espaldares. O programa UNSTRUCT mostrou-se eficiente na obtenção e visualização dos resultados, possibilitando, também, analisar o desenvolvimento do colapso através do tempo, considerando intervalos de tempo quaisquer após o enchimento da barragem simulada. Como resultados obtidos, pode-se citar que o solo responde melhor às deformações para a condição de melhor compactação ao longo do ramo seco da curva de compactação, bem como com a utilização de um elemento filtrante. Observou-se que as deformações são tão maiores quanto maiores forem as seções consideradas, podendo ocasionar distorções ao longo do perfil longitudinal de uma barragem. Observou-se também que a compactação de uma parte zoneada específica (núcleo ou espaldares) pode levar a ocorrência de zonas de trações, sendo possíveis pontos de formação de fissuras.

Palavras-chave: Barragens; Colapso; UNSTRUCT.

ABSTRACT

The improvement of knowledge about unsaturated soils has evolved in order to improve the modeling of earthworks projects, since the unsaturated condition is present throughout the useful life of a wide variety of geotechnical works. Small earth dams have been used since ancient times and are often the main source of water. In this particular type of work, studies on soils reveal that under water saturation, changes occur in their mechanical properties, generally causing a simultaneous loss of stiffness and shear strength. Thus, during the first filling of a reservoir, the earth masses can suffer deformations caused by changes in the state of stress in the landfill, causing the appearance of cracks. In this context, the UNSTRUCT program appears, which is a program directed to calculate the final state of stress/strain for a plane strain state, using the Finite Element Method in saturated and unsaturated masses, using an elastic model and considering the effect of suction and its variation, through the technique of variation of stiffness. In the present research, a hypothetical study was carried out, through UNSTRUCT, of the body of a dam, varying the characteristics of the type section: homogeneity; internal filtering structures; geometry along a longitudinal profile; influence of the level of compaction and zoning between cores and backrests. The UNSTRUCT program proved to be efficient in obtaining and visualizing the results, also making it possible to analyze the development of the collapse over time, considering any time intervals after the simulated dam was filled. As results obtained, it can be mentioned that the soil responds better to deformations for the condition of better compaction along the dry branch of the compaction curve, as well as with the use of a filtering element. It was observed that the deformations are greater the greater the sections considered, which can cause distortions along the longitudinal profile of a dam. It was also observed that the compaction of a specific zoned part (core or backrests) can lead to the occurrence of traction zones, with possible cracking points.

Keywords: Dams; Cracking; UNSTRUCT.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	- Áreas no contato de duas partículas.....	18
Figura 2.2	- Curva de retenção de água.....	21
Figura 2.3	- Exemplos de curvas de condutividade	22
Figura 2.4	- Variação da permeabilidade com a compactação.....	23
Figura 2.5	- Variação da compressibilidade com o solo na umidade de moldagem.....	24
Figura 2.6	- Variação da compressibilidade com o solo inundado.....	24
Figura 2.7	- Variação da resistência com a compactação.....	25
Figura 2.8	- Fissuras transversais	28
Figura 2.9	- Fissuras longitudinais	29
Figura 2.10	- Fissuras devidas a núcleo mais rígido	29
Figura 2.11	- Fissuras devidas a espaldares mais rígidos	30
Figura 2.12	- Fissuras por colapso do talude montante	30
Figura 2.13	- Ensaio edométrico simples típico.....	32
Figura 2.14	- Ensaio edométrico duplo.....	33
Figura 3.1	- Ensaio duplo edométrico conforme Jennings e Knight.....	36
Figura 3.2	- Cálculo de E_0 , E_s e E_u	39
Figura 3.3	- Cálculo dos parâmetros α e β	40
Figura 3.4	- Comparação da modelagem de colapso.....	43
Figura 3.5	- Relação tensão x deformação linear por trechos.....	46
Figura 3.6	- Modelos adotados pela nova versão do UNSTRUCT.....	47
Figura 3.7	- Modelagem completa para expansão ou colapso com o aumento da umidade..	48
Figura 4.1	- Barragem Piaus.....	50
Figura 4.2	- Amostra de solo deformada.....	51
Figura 4.3	- Curva de distribuição granulométrica.....	52
Figura 4.4	- Curva de compactação do solo.....	52
Figura 4.5	- Equipamentos utilizados.....	54
Figura 4.6	- Célula com solo pronta para ensaio.....	54
Figura 4.7	- Condições de ensaio x curva de compactação.....	55
Figura 4.8	- Resultados do Ponto 01.....	56
Figura 4.9	- Resultados do Ponto 02.....	56
Figura 4.10	- Resultados do Ponto 03.....	57

Figura 4.11	- Resultados do Ponto 04.....	57
Figura 5.1	- Corpo da barragem analisada.....	58
Figura 5.2	- Seções estudadas	59
Figura 5.3	- Curva de condutividade hidráulica das análises realizadas	60
Figura 5.4	- Curva de retenção das análises realizadas	60
Figura 5.5	- Condição inicial de poropressões.....	62
Figura 5.6	- Condição final de poropressões.....	62
Figura 5.7	- Contorno da barragem deformada (pontos 01, 02, 03 e 04).....	63
Figura 5.8	- Solo compactado no Ponto 01.....	64
Figura 5.9	- Solo compactado no Ponto 02.....	64
Figura 5.10	- Solo compactado no Ponto 03.....	65
Figura 5.11	- Solo compactado no Ponto 04.....	65
Figura 5.12	- Representação de nós.....	66
Figura 5.13	- Percolação na Seção 01 da barragem ao longo do tempo.....	68
Figura 5.14	- Percolação na Seção 02 da barragem ao longo do tempo.....	68
Figura 5.15	- Percolação na Seção 03 da barragem ao longo do tempo.....	69
Figura 5.16	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 01.....	69
Figura 5.17	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 02.....	69
Figura 5.18	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 03.....	70
Figura 5.19	- Evolução das deformações ao longo do perfil longitudinal.....	70
Figura 5.20	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 01.....	71
Figura 5.21	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 02.....	71
Figura 5.22	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 03.....	71
Figura 5.23	- Evolução das deformações ao longo do perfil longitudinal.....	72
Figura 5.24	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 01.....	73
Figura 5.25	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 02.....	73
Figura 5.26	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 03.....	73
Figura 5.27	- Evolução das deformações ao longo do perfil longitudinal.....	74
Figura 5.28	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 01.....	75
Figura 5.29	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 02.....	75
Figura 5.30	- Evolução das deformações com o tempo, Seção 03.....	75
Figura 5.31	- Evolução das deformações ao longo do perfil longitudinal.....	76
Figura 5.32	- Deformações ao longo do eixo longitudinal para diferentes compactações.....	77

Figura 5.33 - Configuração deformada longitudinal com diferentes compactações.....	79
Figura 5.34 - Configuração de fluxo barragem homogênea, sem filtro.....	80
Figura 5.35 - Configuração de fluxo para as barragens com filtro.....	81
Figura 5.36 - Deformações para as diferentes configurações.....	82
Figura 5.37 - Poropressões iniciais da barragem zoneada.....	84
Figura 5.38 - Poropressões finais da barragem zoneada.....	84
Figura 5.39 - Homogênea, malha deformada e indeformada.....	85
Figura 5.40 - Núcleo rígido, malha deformada e indeformada.....	85
Figura 5.41 - Espaldares rígidos, malha deformada e indeformada.....	86
Figura 5.42 - Tensões negativas, seção homogênea.....	87
Figura 5.43 - Tensões negativas, seção com núcleo rígido.....	87
Figura 5.44 - Tensões negativas, seção com espaldares rígidos.....	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores máximos de sucção para a amostra seca	45
Tabela 4.1 – Resultados e classificação do solo	53
Tabela 4.2 – Condições do solo ensaiado	55
Tabela 5.1 – Deslocamento de nós (cm)	66
Tabela 5.2 – Ponto 01: deformações ao longo do perfil longitudinal (cm)	70
Tabela 5.3 – Ponto 02: deformações ao longo do perfil longitudinal (cm)	72
Tabela 5.4 – Ponto 03: deformações ao longo do perfil longitudinal (cm)	74
Tabela 5.5 – Ponto 04: deformações ao longo do perfil longitudinal (cm)	76
Tabela 5.6 – Distorções entre seções da barragem	78
Tabela 5.7 – Distorções entre seções da barragem proposta	79

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Problema de pesquisa e contextualização	13
1.2	Objetivo da pesquisa	15
1.3	Metodologia	15
1.4	Estruturação da dissertação	16
2	SOLOS NÃO SATURADOS COMPACTADOS E FISSURAMENTO EM BARRAGENS TERRA	17
2.1	Fundamentos de solos não saturados	17
2.2	Sucção no solo	19
2.3	Compactação de solos não saturados	22
2.4	Fissuramento de barragens	25
2.5	Solos colapsíveis	30
3	ANÁLISE NUMÉRICA DE SOLOS NÃO SATURADOS	34
3.1	Análise numérica de solos não saturados e MEF	34
3.2	Versão original do programa UNSTRUCT (1988)	36
3.3	Programa UNSTRUCT – Versão modificada por Silva Filho (1998)	42
3.3.1	<i>Variação de rigidez no colapso</i>	43
3.3.2	<i>Módulos de elasticidade variáveis (linear por trecho)</i>	45
3.3.3	<i>Modelagem de solos não saturados que podem apresentar expansão e colapso</i>	47
3.3.4	<i>Aplicação incremental de carregamento</i>	48
3.4	Programa Slide	49
3.5	Análise numérica associada	49
4	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	50
4.1	Ensaio de caracterização	50
4.2	Ensaio Edométrico Duplo	53

5	MODELAGEM NUMÉRICA	58
5.1	Influência da posição na curva de compactação	61
5.2	Análise transiente ao longo do perfil longitudinal	67
5.2.1	<i>Solo compactado nas condições do Ponto 01 da curva de compactação</i>	<i>69</i>
5.2.2	<i>Solo compactado nas condições do Ponto 02 da curva de compactação</i>	<i>71</i>
5.2.3	<i>Solo compactado nas condições do Ponto 03 da curva de compactação</i>	<i>73</i>
5.2.4	<i>Solo compactado nas condições do Ponto 04 da curva de compactação</i>	<i>75</i>
5.2.5	<i>Análise das distorções para as diferentes condições de compactação</i>	<i>78</i>
5.3	Análise de barragem com sistema drenante	80
5.4	Análise de barragem zoneada entre núcleo e espaldares	83
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	89
6.1	Conclusões	89
6.2	Sugestões para trabalhos futuros	91
	REFERÊNCIAS	92
	APÊNDICE A – MEMORIAL DE CÁLCULO: ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	96
	APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO: LIMITES DE CONSISTÊNCIA	97
	APÊNDICE C – MEMORIAL DE CÁLCULO: DENSIDADE REAL	98
	APÊNDICE D – MEMORIAL DE CÁLCULO: ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	98
	APÊNDICE E – MEMORIAL DE CÁLCULO: ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO	99

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, o aperfeiçoamento do conhecimento a respeito de solos não saturados evoluiu com o intuito de melhorar as modelagens de projetos de obras de terra, uma vez que a condição não saturada se faz presente durante toda a vida útil de uma grande variedade de obras geotécnicas. Fredlund e Rahardjo (1993) salientam que mais de um terço da superfície do planeta é coberta por regiões áridas e semiáridas, onde os solos permanecem não saturados próximo à superfície do terreno.

Uma vez que são muito comuns, o conhecimento destes solos tem uma grande importância, seja na utilização deles como suporte de estruturas ou, ainda, sendo a própria estrutura da obra (aterros, barragens, canais). Modelar de forma mais realista esses solos tornou-se imperativo na engenharia geotécnica e, a depender do solo, características como colapso e expansão devem ser consideradas.

1.1 Problema de pesquisa e contextualização

A Região Nordeste brasileira é uma região que apresenta escassez de recursos hídricos em razão de sua condição climática, caracterizada por baixos índices pluviométricos e irregularidades de chuvas. Dessa forma é evidente a importância de soluções que busquem armazenar a água para amenizar os problemas decorrentes da irregularidade e escassez desse recurso.

O barramento de um curso natural de água através de uma estrutura transversal ao leito (barragem), formando um lago a montante, é uma solução propícia e muito utilizada nessas regiões onde há uma época característica de estiagem ao longo do ano.

Barragens de terra têm sido usadas desde os tempos remotos, sendo estruturas compactadas que dependem da sua massa para resistir ao deslizamento. Pequenas barragens de terra são fundamentais e, muitas vezes, a principal fonte de água.

Nesse tipo particular de obra, estudos sobre os solos revelam que sob saturação por água, ocorrem mudanças em suas propriedades mecânicas, ocasionando geralmente uma simultânea perda de rigidez e da resistência ao cisalhamento. A grandeza desses efeitos relaciona-se com fatores tais como: geometria da obra, natureza e propriedades físicas dos materiais e tipos de solicitações. Sabe-se que a baixa energia e umidade de compactação (consequência da indisponibilidade de recursos hídricos ainda na fase de execução) são alguns dos fatores regentes desse fenômeno.

Dessa forma, durante o primeiro enchimento de um reservatório, os maciços de terra podem sofrer deformações provocadas por mudanças no estado de tensões no aterro. Muitos pesquisadores desenvolveram estudos acerca de colapsos de barragens durante o primeiro enchimento do reservatório (PEREIRA, 1986; MIRANDA, 1988; MENESCAL, 1992; PEREIRA, 1996; SILVA FILHO, 1998; LOBO NETO, 2013; LEME, 2015).

As deformações de colapso, por sua vez, podem acarretar no aparecimento de fissuras, que estão associadas a zonas de tração e que acabam servindo de entrada para águas pluviais, o que desencadeia um processo de desestabilização do reservatório, podendo, caso não sejam tomadas medidas corretivas, ocasionar acidentes de maiores proporções.

Medidas de campo tornam possível estabelecer, posteriormente à construção, o comportamento real do maciço com uma boa precisão, mas há interesse em uma avaliação do comportamento do maciço ainda na etapa de projeto e para as diversas fases da vida da obra, com a finalidade de previsão de tensões e deformações no interior de maciços de terra.

É evidente a importância do entendimento e do desenvolvimento de ferramentas numéricas que incrementem cada vez mais a possibilidade de simulações de projetos e que sejam cada vez mais realistas, abrangendo os diversos tipos de particularidade de cada projeto (geometrias, seções, materiais, carregamentos, variação do fluxo e saturação no meio poroso etc.). Isso permite não só entender o comportamento das estruturas já construídas, como também fazer a previsão de obras ainda em fase de projeto. Uma das ferramentas analíticas que pode ser usada para tal fim é o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Nesse contexto surge o programa UNSTRUCT (UNSATURATED STRUCTURE analysis), desenvolvido inicialmente por Miranda (1988), que é um programa direcionado para calcular o estado final de tensão/deformação para um estado plano de deformação, utilizando o Método dos Elementos Finitos em maciços saturados e não saturados, usando um modelo elástico e considerando o efeito da sucção e de sua variação. Silva Filho (1988) ampliou a capacidade do programa para modelar o comportamento não-linear.

O UNSTRUCT considera a variação na rigidez do material do aterro através de uma interpolação de resultados do ensaio duplo edométrico com o solo saturado e não saturado.

Os resultados do UNSTRUCT permitem prever e explicar, através dos resultados obtidos de tensões e deformações de uma barragem após enchimento, zonas potenciais de ocorrência de fissuras.

1.2 Objetivo da pesquisa

O objetivo desse trabalho é realizar um estudo, através de análises numéricas do comportamento tensão/deformação do corpo de uma barragem hipotética, utilizando o programa UNSTRUCT, a fim de identificar zonas potenciais de fissuras, variando as características das seções do aterro e utilizando dados de ensaios de laboratório de um solo típico de barragens de terra.

Como objetivos específicos têm-se:

- a) avaliar a influência de estruturas internas de filtragem no comportamento tensão-deformação do corpo da barragem hipotética;
- b) avaliar as distorções apresentadas ao longo do perfil longitudinal da barragem hipotética, considerando a técnica de perda de rigidez por inundação;
- c) avaliar a influência da utilização de solos compactados em diferentes condições de umidade no comportamento tensão-deformação de uma seção da barragem hipotética;
- d) avaliar a influência de um zoneamento na seção da barragem hipotética, considerando espaldares ou núcleo como sendo mais rígidos (pouco deformáveis).
- e) Avaliar a evolução das deformações de colapso na barragem hipotética, considerando a evolução da percolação da água pelo aterro para diferentes tempos após o primeiro enchimento.

1.3 Metodologia

A presente pesquisa é fundamentada em: revisão bibliográfica sobre o tema; realização de ensaios de laboratório e, por fim, execução de análises numéricas.

A revisão bibliográfica compreendeu em um levantamento e estudo dos trabalhos já existentes sobre o tema estudado.

Para a análise numérica do comportamento da barragem, foi necessário desenvolver uma associação entre dois programas de elementos finitos, um para modelar o fluxo transiente e o outro para simular o desenvolvimento das tensões no final da construção e tensões e deformações durante o fluxo transiente. Essa metodologia de associação sugerida por Silva Filho e Cerqueira (2004) será utilizada para verificar o comportamento de seções teóricas típicas.

Já para alimentar os programas com os parâmetros necessários do solo, foram realizados ensaios com amostra deformada retiradas da Barragem Piaus/PI, compactadas nas umidades e pesos específicos desejados. Realizou-se ensaios de caracterização, compactação e também ensaios de duplo adensamento.

A escolha do local de retirada do solo ensaiado em laboratório (Barragem Piaus) se justifica por desejar-se fazer as análises com dados de solos representativos de barragens reais, bem como pelo fato de ter ocorrido, no corpo da barragem citada, o aparecimento de fissuras após o enchimento do lago (tema principal da presente pesquisa).

1.4 Estruturação da dissertação

O presente trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos, sendo este primeiro destinado a uma introdução e contextualização do assunto; definição do objetivo geral e dos objetivos específicos e exposição da estruturação do trabalho.

O Capítulo 02 destina-se à revisão bibliográfica, introduzindo o tema de solos não saturados e sucção; descrevendo as variações que a compactação causa nas propriedades de solos não saturados e encerrando com o tema de fissuramento de barragens e solos colapsíveis.

O Capítulo 03 discorre sobre os programas utilizados na pesquisa: UNSTRUCT e Slide. Inicialmente é dada uma breve introdução sobre a análise de problemas de engenharia pelo MEF (Método de Elementos Finitos). Posteriormente, há a descrição da metodologia do programa UNSTRUCT, desde sua formulação inicial, por Miranda (1988), até as alterações feitas por Silva Filho (1998). Por fim, descreve-se brevemente o programa Slide e sua utilização nessa pesquisa.

O Capítulo 04 apresenta os ensaios de laboratório realizados cujos resultados foram utilizados como parâmetros de entrada nas análises numéricas realizadas no programa UNSTRUCT. Foram realizados ensaios de caracterização do solo (granulometria, limites de consistência, densidade real e compactação), assim como, também, ensaios edométricos duplos com corpos de prova na umidade de compactação e inundados.

O Capítulo 05 expõe os resultados obtidos nas simulações feitas com o programa UNSTRUCT, abrangendo todas as análises citadas nos objetivos específicos.

Por fim, no capítulo 06 tem-se as conclusões gerais do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2. SOLOS NÃO SATURADOS COMPACTADOS E FISSURAMENTO EM BARRAGENS TERRA

A mecânica dos solos clássica descreve com boa precisão o comportamento hidromecânico para solos completamente saturados ou secos. O conjunto de teorias e modelos desenvolvidos, principalmente para os países de clima temperado do hemisfério norte, se mostra adequado para os solos típicos dessa região, deixando lacunas, porém, na previsão do comportamento de solos parcialmente saturados, comuns em países de clima tropical, como o Brasil (TEIXEIRA et al., 2000).

No Brasil, uma grande quantidade de obras é executada sobre solos não saturados ou mesmo com a utilização do próprio solo na construção da estrutura, como é o caso de barragens e aterros para pavimentação. Obras superficiais estão ainda mais sujeitas à ocorrência dessa condição de umidade, uma vez que a quantidade de água no solo sofre grande influência das variações climáticas (evaporação e infiltração).

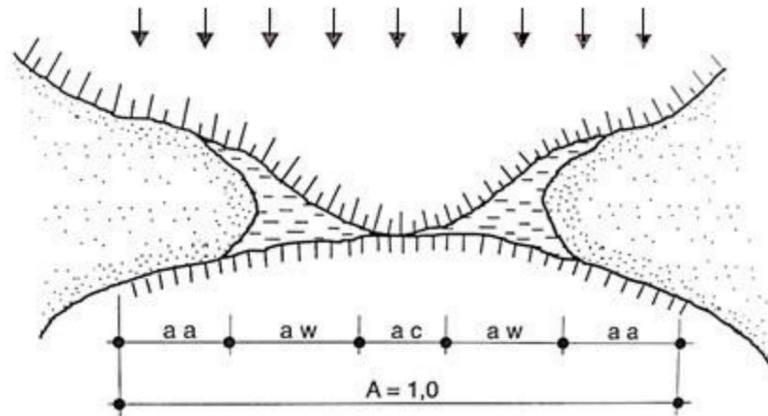
Ao longo dos anos, diversos modelos constitutivos foram elaborados na tentativa de descrever o comportamento desse tipo de solo, desde expressões analíticas simples até os modelos elasto-plásticos complexos e mais abrangentes. Os modelos constitutivos para solos não saturados têm como objetivo expressar o comportamento mecânico e hidráulico do solo quando este é submetido a variações do seu estado de tensão e do seu grau de saturação, representando, assim, a variação da sua deformabilidade e da sua resistência com a sucção (CORDÃO NETO, 2005).

2.1 Fundamentos de solos não saturados

O solo em sua condição saturada possui duas fases: a líquida e a sólida. O princípio das tensões efetivas de Terzaghi descreve com boa precisão o comportamento mecânico dos solos totalmente saturados ou completamente secos quando submetidos a um campo de tensões. Os parâmetros de resistência, compressibilidade e condutividade hidráulica são diretamente associados com o índice de vazios e com as tensões efetivas.

Para um meio não saturado, existem, no entanto, três fases distintas: ar, solo e água. O esquema simplificado abaixo (Figura 2.1), retirado de Cruz (1996), mostra, para um solo parcialmente saturado, como seriam essas interações de pressões intergranulares e pressões efetivas.

Figura 2.1 – Áreas no contato de duas partículas de solo



Fonte: Cruz (1996).

Na figura estão mostradas duas partículas de um material. Na área total A , pode-se definir uma área de contato a_c , a área ocupada pela água a_w e a área ocupada pelo ar a_a . A pressão total pode ser decomposta nas seguintes parcelas:

$$\sigma = u_a \frac{a_a}{A} + u_w \frac{a_w}{A} + \sigma_c \frac{a_c}{A} \quad (2.1)$$

Onde:

$$A = a_a + a_w + a_c \quad (2.2)$$

Considerando que a tensão efetiva σ' é a tensão atuante entre o esqueleto sólido do solo, ou seja, a tensão atuante no contato entre os grãos, pode-se reescrever a equação 2.1 como:

$$\sigma = u_a \frac{a_a}{A} + u_w \frac{a_w}{A} + \sigma' \quad (2.3)$$

Agora, considerando que a_c seja zero na equação 2.2 (ou seja, que a área dos contatos entre os grãos seja insignificante em relação às outras áreas) e usando isso para retirar a incógnita a_a da equação 2.1 e desenvolvendo, temos:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \frac{a_w}{A} (u_a - u_w) \quad (2.4)$$

A equação 2.4 possui os termos $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ propostos por Bishop, Fredlund, Morgenstern e Alonso, para solos não saturados, acrescidos de termos relativos à pressão de contato. Chamando $\chi = a_w/A$, tem-se que:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.5)$$

Que é a expressão proposta por Bishop (1959). Quando o solo está completamente saturado, $a_w = A$ e $\chi = 1$. Já quando o solo está completamente seco, $a_w = 0$ e $\chi = 0$. Em ambos os casos, resumirá a equação 2.5 à equação conhecida das tensões efetivas proposta por Terzaghi.

Jennings e Burland (1962) verificaram que a expressão proposta por Bishop (1959) ajustava-se para solos com grau de saturação da ordem de 20% para areias, 50% para siltes, 85% para areias finas e 85% para argilas. Os solos com grau de saturação inferior a estes valores são conhecidos como críticos. Outro questionamento é que o parâmetro depende, além do grau de saturação, da sucção, da umidade, da composição, da estrutura do solo bem como de sua história de tensões e deformações (MENESCAL, 1992). Dessa forma, inclui-se praticamente todos os fatores que influenciam no comportamento de deformabilidade e resistência do solo.

2.2 Sucção no solo

Ao deslocar-se uma amostra de solo saturada a uma determinada altura e deixar escoar a água por efeito da gravidade, nota-se que uma quantidade de água ainda ficará retida nos poros dessa porção de solo. A água que escoar e flui livremente pelos vazios pode ser chamada de água livre. A água que fica retida se deve a presença da tensão capilar e/ou forças elétricas, estando a água, nessa condição, em pressão menor que a pressão atmosférica. Esse fenômeno é denominado ação matricial ou sucção matricial do solo (CRUZ, 1996).

À proporção que o solo seca, a tendência da água é ocupar os menores vazios. Os efeitos capilares se acentuam, porque a tensão capilar aumenta com a redução dos raios principais dos meniscos da interface ar-água. A ação relativa das forças elétricas aumenta e a água fica mais aderida às partículas.

Se deseja-se iniciar um fluxo de água para fora dessa amostra, pode-se aumentar, por exemplo, a pressão de ar nos vazios até o momento que ela seja suficiente para deslocar

massas de água. Essa pressão mínima é bem definida e numericamente igual a sucção matricial, que é, portanto, crescente para umidades decrescentes.

A sucção total em um solo é definida segundo duas componentes: a sucção osmótica e a sucção matricial. A primeira está associada à concentração de uma solução no solo, enquanto a segunda é resultante da associação de forças de adsorção (atração dos sólidos do solo e os íons permutáveis da água) e de capilaridade gerada pela tensão superficial. Dessa forma, a sucção total do solo pode ser assim equacionada:

$$S = S_0 + S_m \quad (2.6)$$

Onde S_0 é a sucção osmótica e S_m é a sucção matricial.

Estudos de laboratório têm indicado que a sucção matricial é a componente fundamental da sucção total que controla o comportamento mecânico de um solo não saturado (ALONSO et al., 1987; FREDLUND, 1998).

Denomina-se de potencial matricial o efeito conjunto dos fenômenos de capilaridade e de adsorção sobre a energia livre da água no solo, conforme a equação abaixo:

$$\psi_m = \psi_{cap} + \psi_{ads} \quad (2.7)$$

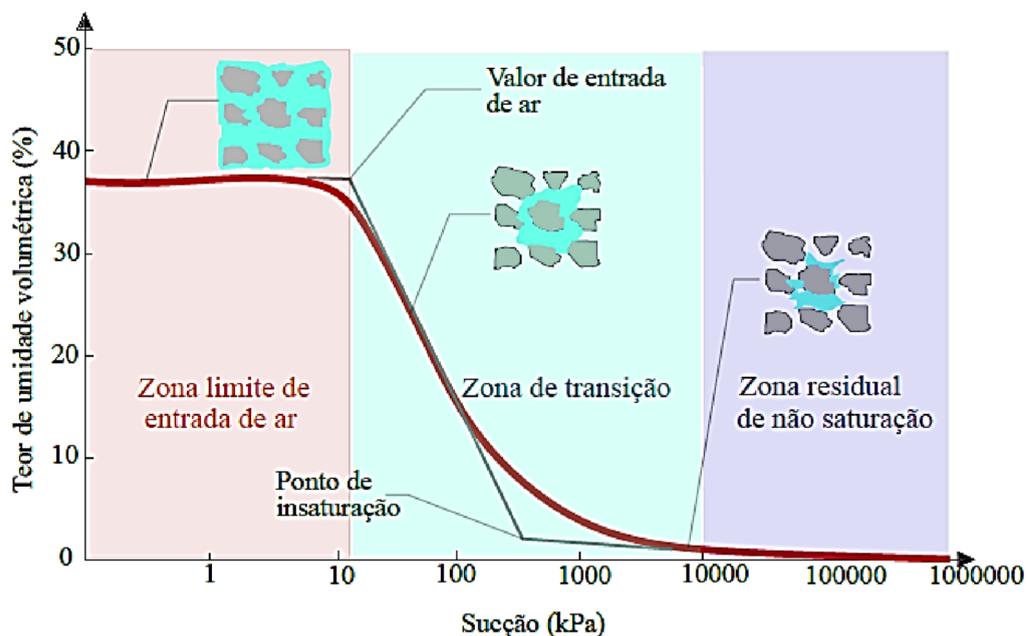
A importância de cada potencial variará com o tipo de solo e o valor da sucção, havendo situações, sob sucções elevadas, onde o efeito de adsorção dominará sobre o capilar. Os limites de influência de cada parcela são de difícil definição. Em solos argilosos muito plásticos, como as argilas expansivas, é possível existir sucção por capilaridade da ordem de 2 MPa. Para outros tipos de solos submetidos a sucções maiores que 100 kPa, fenômenos como adsorção passam a ter um papel importante (MARINHO e PEREIRA, 1998).

A curva de retenção de água expressa graficamente a variação da sucção para diferentes teores de umidade. Consiste, portanto, na relação entre a quantidade de água presente no material poroso e a energia necessária para remover essa água. Sua obtenção pode ser feita por meio de métodos experimentais distintos, para cada faixa de sucção desejada, considerando que a sucção varia consideravelmente para pequenas variações no teor de umidade. A curva de retenção é de fundamental importância para compreensão do comportamento mecânico e hidráulico do solo não saturado.

Pode-se afirmar que a maioria dos processos em solos não saturados pode ser compreendida em função da curva de retenção. Fredlund (2002) se refere à curva de retenção como a propriedade chave para a implementação da mecânica dos solos não saturados na prática de engenharia, sendo, portanto, a propriedade mais importante de um solo não saturado.

A Figura 2.2 ilustra o comportamento de uma curva de retenção durante as diferentes etapas de secagem do solo. Nela, a curva é dividida em três fases de dessaturação. A primeira corresponde à zona limite de entrada de ar, na qual o solo comporta-se como saturado e o volume de água permanece constante durante toda etapa, até que o ar comece a percolar pelo maior poro do solo, onde a sucção é denominada, então, de valor de entrada de ar. A segunda é a zona de transição, onde os maiores poros do solo são preenchidos com ar, resultando em uma significativa diminuição de umidade com conseqüente incremento de sucção. A zona de dessaturação residual corresponde a etapa em que a fração de água se encontra descontínua e de difícil remoção dos poros do solo, demandando altos incrementos de sucção para pequenas variações de umidade.

Figura 2.2 – Curva de retenção de água



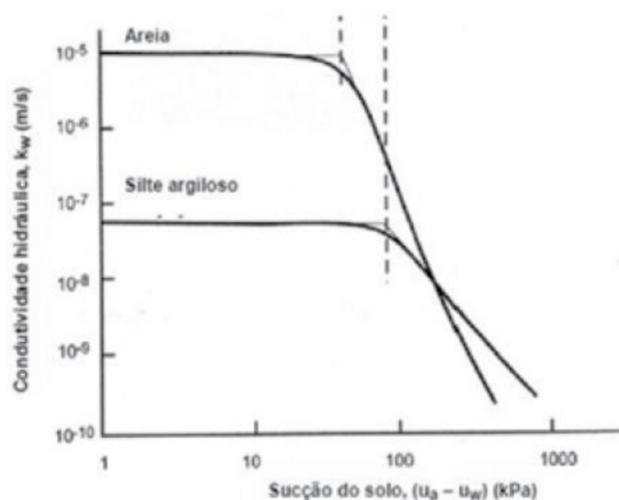
Fonte: adaptado de Vanapalli (1999).

A sucção também altera a condutividade hidráulica (k) de um solo, também conhecida como coeficiente de permeabilidade e que sofre influência do índice de vazios do solo; da estrutura e anisotropia do sistema; do peso específico e da viscosidade do líquido e do grau de saturação (PINTO, 2006).

À medida que a quantidade de água nos poros do solo decresce, maior é a dificuldade para a passagem da água, visto que a percolação não remove todo o ar existente nos poros, permanecendo bolhas de ar contidas pela tensão superficial da água, que constituem obstáculos ao fluxo.

A relação entre o coeficiente de condutividade hidráulica e a combinação entre o índice de vazios, grau de saturação ou teor de umidade volumétrico é chamada de função de permeabilidade (MARINHO, 2005). A Figura 2.3 mostra um exemplo de curvas de condutividade para uma areia e um silte argiloso:

Figura 2.3 – Exemplos de curvas de condutividade



Fonte: modificado de Fredlund *et al.* (1997).

2.3 Compactação de solos não saturados

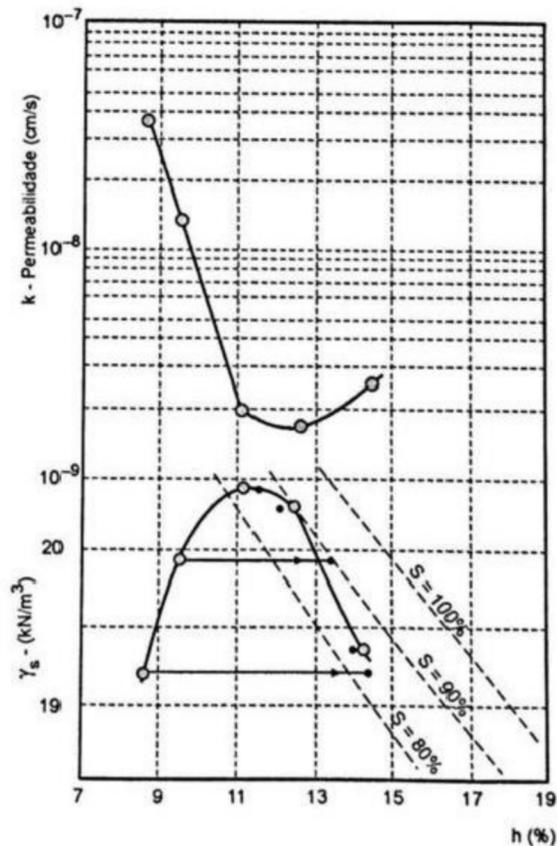
Muitas obras de engenharia, tais como barragens, muros de arrimo e estradas, utilizam solos compactados. Compactar um solo significa torná-lo mais denso, com conseqüente redução do índice de vazios, resultante de processos mecânicos, através da expulsão ou compressão do ar contido nos vazios do solo. Esse processo difere do adensamento, onde a densificação ocorre devido a lenta expulsão de água dos vazios.

A compactação busca um comportamento do solo mais adequado para os propósitos a que se destina e tem, dentre seus objetivos, a homogeneização e melhoria de propriedades de engenharia, o aumento da resistência ao cisalhamento, a redução de recalques (deformabilidade), aumento da resistência à erosão e a diminuição da permeabilidade.

No processo de compactação em campo, usualmente, é realizado um processo mecânico, envolvendo compressão, apiloamento ou vibração e o controle é realizado com dados de laboratório referentes a amostras retiradas do local.

Em termos de permeabilidade, em geral, para uma mesma energia de compactação, ao aumentar a umidade da moldagem, a permeabilidade diminui, ocorrendo um pequeno aumento somente no ramo úmido, conforme ilustra a Figura 2.4:

Figura 2.4 – Variação da permeabilidade com a compactação

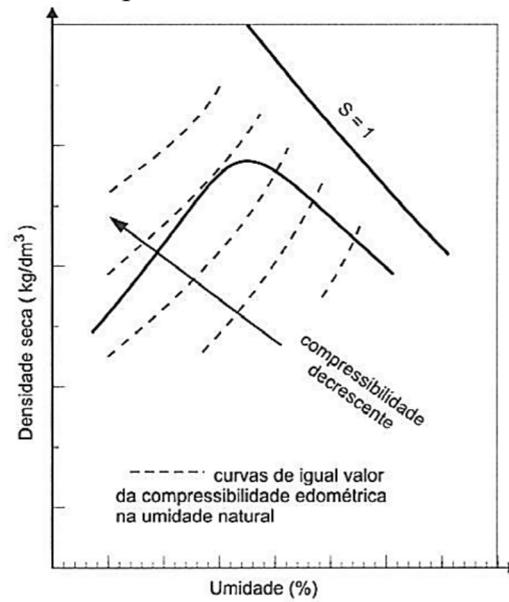


Fonte: Lambe e Whitman (1969).

Já em termos de compressibilidade, para um mesmo peso específico seco e mesma energia de compactação, solos compactados no ramo seco são menos compressíveis do que solos compactados no ramo úmido (MASSAD, 2010).

Na Figura 2.5, retirada de Pinto (2006), estão apresentadas curvas de igual módulo edométrico de solos compactados em diferentes condições de umidade e densidade, ensaiados na própria umidade de moldagem. Nota-se que a compressibilidade é menor nos solos mais compactos e nos solos com teores de umidade mais baixo. A menor compressibilidade dos solos mais secos é fruto da estrutura e da sucção, que é crescente para umidades de moldagem decrescente.

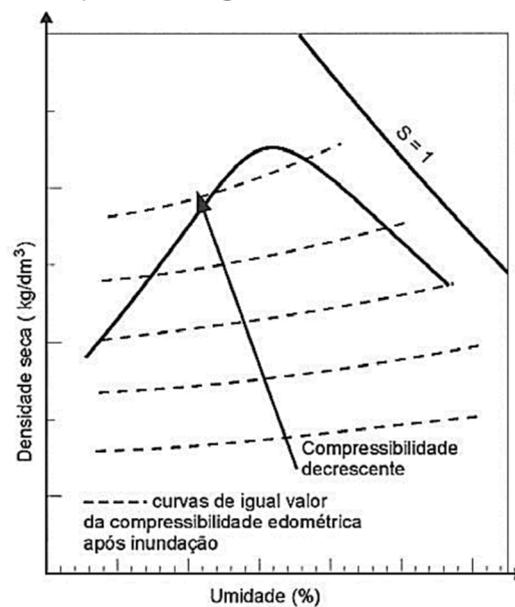
Figura 2.5 – Variação da compressibilidade com o solo na umidade de moldagem



Fonte: Pinto (2006).

Já para solos moldados nas mesmas condições anteriores (mesmas energias, umidades iniciais e peso específico seco), mas previamente inundados antes dos carregamentos, nota-se que a umidade de moldagem passa a ter menos influência e a compressibilidade passa a depender fundamentalmente do peso específico seco, como mostra a Figura 2.6:

Figura 2.6 – Variação da compressibilidade com o solo inundado

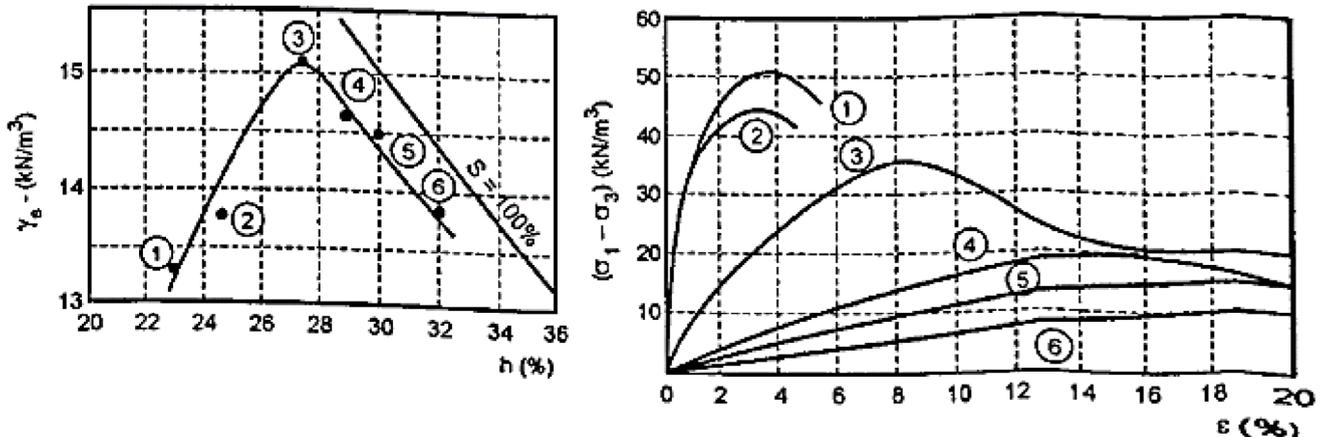


Fonte: Pinto (2006).

Quanto à resistência ao cisalhamento, solos compactados no ramo seco possuem, em geral, maior resistência de pico do que quando comparados ao mesmo solo compactado no

ramo úmido. Observa-se também que no ramo úmido as rupturas são do tipo plásticas, enquanto no ramo seco são do tipo frágeis, como visto nos gráficos abaixo da Figura 2.7.

Figura 2.7 – Variação da resistência com a compactação



Fonte: Lambe e Whitman (1969).

Sabe-se que uma barragem deve atender dois requisitos: deve ser estanque (represar água) e estável. Com isso, pode-se pensar em uma seção de barragem atendendo a esses critérios em que o núcleo é compactado em umidade superior a umidade ótima, para barrar a água satisfatoriamente, e os espaldares compactados em uma umidade abaixo da umidade ótima para atender à estabilidade. No entanto, sabe-se da existência de solos que fogem às regras gerais. Existem solos que, quando compactados muito secos, podem apresentar colapso, onde um aumento de umidade desse solo resulta em deformações bruscas e trincas.

2.4 Fissuramento de barragens

Os acidentes envolvendo barragens são tão antigos quanto a construção delas. Embora hoje existam algoritmos poderosos e os parâmetros dos solos sejam obtidos com técnicas cada vez mais aprimoradas, Sandroni (2021) ressalta que a experiência e o bom senso seguem sendo a principal ferramenta de definição de projetos.

O primeiro enchimento de uma barragem é um momento crítico em relação ao pleno funcionamento dela. Nessa etapa, o maciço recebe quase que a totalidade da carga que irá suportar durante sua vida útil, geralmente de forma muito rápida. O período de enchimento e os primeiros anos de operação podem ser vistos, portanto, como uma fase de verificação das hipóteses e premissas do projeto. Efeitos de interação tais como: geração de zonas de tração,

desenvolvimento de zonas de plastificação e a formação de trincas devidas ao fraturamento hidráulico, poderão acarretar consequências que comprometam toda a segurança da obra (PEREIRA, 1986).

Um dos tipos mais frequentes de anomalias que podem ocorrer em barragens de terra é o fissuramento. Sandroni (2021) menciona que são frequentes as ocorrências de fissuramento nas barragens, mesmo naquelas em que o aterro foi bem compactado.

Sherard (1973) descreve a ocorrência de trinca transversal no enchimento da barragem de Vigário (1951), maciço de terra com 45 m de altura, com uma abertura de cerca de 1 cm e profundidade de 6 m.

Vargas e Hsu (1970) citam, além da barragem de Vigário, outras 5 obras de terra, construídas nas décadas de 50- 60, onde foram detectadas trincas semelhantes, que corrigidas não acarretaram em problemas. Os autores descrevem que na barragem Euclides da Cunha uma trinca teve sua causa atribuída ao recalque diferencial na região da ombreira esquerda, que era muito íngreme.

Silveira (1997) cita que várias das barragens de perenização construídas pela Cemig, no Norte de Minas Gerais, apresentaram trincas transversais nas proximidades da galeria de desvio, diagnosticadas como causadas por recalques diferenciais. Nesse mesmo relato cita a notícia de fissura na região da ombreira da Barragem Bananal, relacionada a geometria do vale.

Menescal (2011) discorreu sobre a Barragem Caxitóre, que apresentou uma trinca transversal na ombreira esquerda, durante a construção do maciço, em vale estreito com ombreiras íngremes. Neste mesmo trabalho é reportado o caso da barragem Pedras Brancas, que sofreu trincamento transversal, na ombreira direita, quando do seu primeiro enchimento. A barragem Pedras Brancas também foi construída em vale encaixado.

As fissuras podem apresentar-se transversalmente ou longitudinalmente em relação ao maciço. Segundo Sandroni (2021), fissuras são trincas no interior do maciço de terra que podem ou não se manifestar externamente. Segundo o autor, o fissuramento pode advir de:

(1) recalques diferenciais por:

- a) diferenças de deformabilidade do material da fundação: aterros construídos sobre fundações formadas por materiais com diferentes compressibilidades podem apresentar recalques diferenciais. Nestes casos, a região acima do material mais compressível apresenta deformações superiores às regiões assentadas na rocha sã,

por exemplo. Essa diferença de deformações gera zonas de tensões de tração, que levam à formação de trincas;

- b) variações na topografia do terreno de apoio do maciço: vales estreitos e com taludes inclinados são propensos ao aparecimento de fissuras causadas por recalque diferencial, uma vez que, assim que finalizada a construção do aterro, o maciço da barragem tende a se acomodar, gerando deslocamentos verticais. Esses recalques não ocorrem de forma regular ao longo da crista, pois há diferença de tensões entre a zona das ombreiras e a do leito do rio, já que a região central do barramento possui alturas superiores às demais. A diferença das tensões e deformações entre as regiões pode ocasionar zonas de baixas tensões, onde se formam as aberturas;
- c) diminuição de volume da zona de montante quando do enchimento do lago (colapso por submersão): durante o processo de umedecimento do solo, a rigidez dos materiais diminui, ocasionando deformações na região de montante do maciço e da fundação. Essas deformações não são propagadas para a região de jusante, que ainda se encontra não saturada. A diferença de deformações tende a gerar trincas longitudinais ao eixo do barramento.

(2) contração devida ao ressecamento: os solos finos compactados estão sujeitos ao surgimento de fissuras em caso de longos períodos de tempo seco.

(3) redistribuição das tensões devido a:

- a) diferença de rigidez entre matérias de um maciço zoneado: a diferença de rigidez entre os materiais do núcleo e dos espaldares são favoráveis ao acontecimento de uma transferência de tensões. Sendo assim, o surgimento de fissuras longitudinais torna-se propício;
- b) diferença de rigidez entre material do maciço e outras estruturas em contato com ele;
- c) desenvolvimento de tensões cisalhantes em interfaces aterro-muro ou aterro-ombreira.

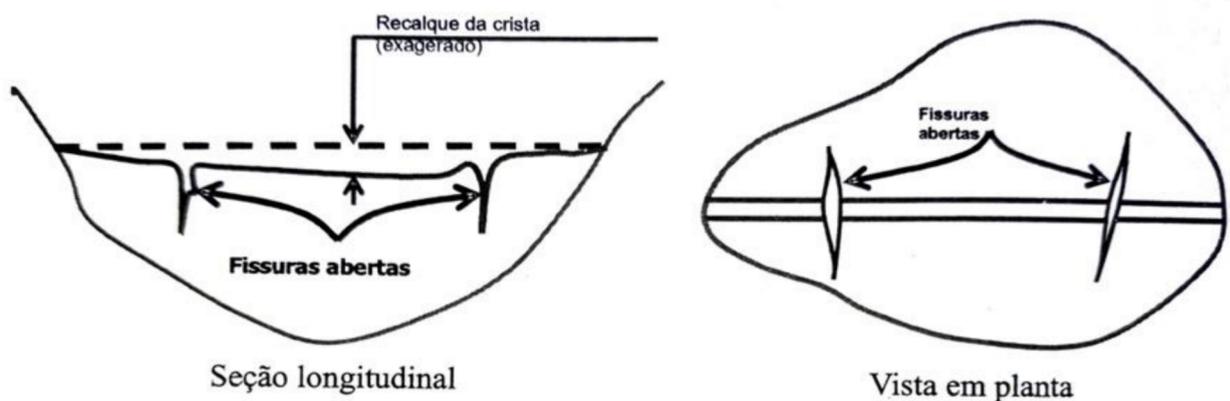
Os efeitos de interação entre zonas de características tensão-deformação diferentes estarão sempre presentes. em todos os maciços compostos, ou assentes em materiais heterogêneos. No caso de barragens zonadas de terra e enrocamento, essa interação conduz a

deslocamentos diferenciais no interior do maciço e a concentração de tensões ao longo das fronteiras entre zonas rígidas e deformáveis.

A Agência Nacional de Águas (2016) explica que as fissuras transversais são as que transcorrem em planos que interceptam horizontal ou verticalmente o aterro. São as fissuras que configuram em maior preocupação, pois podem gerar caminhos preferenciais de percolação, com a possibilidade de ocorrência de formação de entubamento em sequência.

Estas fissuras são causadas por recalques diferenciais entre trechos adjacentes do aterro e são usualmente localizadas entre as ombreiras e a parte central do vale, como mostrado na Figura 2.8. Esse tipo de fissura geralmente ocorre quando o maciço é compactado sobre ombreiras íngremes e irregulares e quando há zonas de materiais compressíveis na fundação.

Figura 2.8 – Fissuras transversais

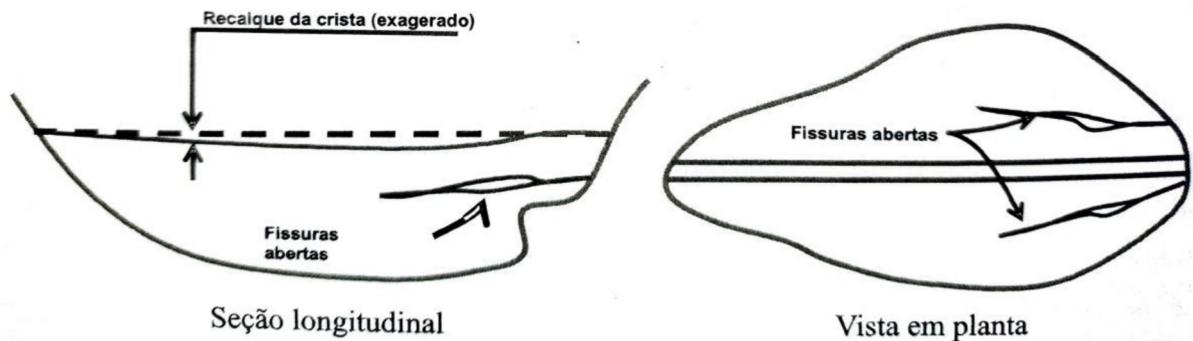


Fonte: Sherard et al, 1963.

As trincas longitudinais possuem direção paralela ao eixo da barragem, conforme mostrado na Figura 2.9. A ANA (2016) contempla que as fissuras longitudinais podem indicar recalques desiguais entre materiais de diferentes compressibilidades no maciço, recalques excessivos e expansão lateral do maciço.

A diferença de rigidez entre diferentes materiais de uma mesma seção transversal causa o efeito de “penduramento”, o que acarreta em zonas de tensões de tração e potencial surgimento de fissuras.

Figura 2.9 – Fissuras longitudinais

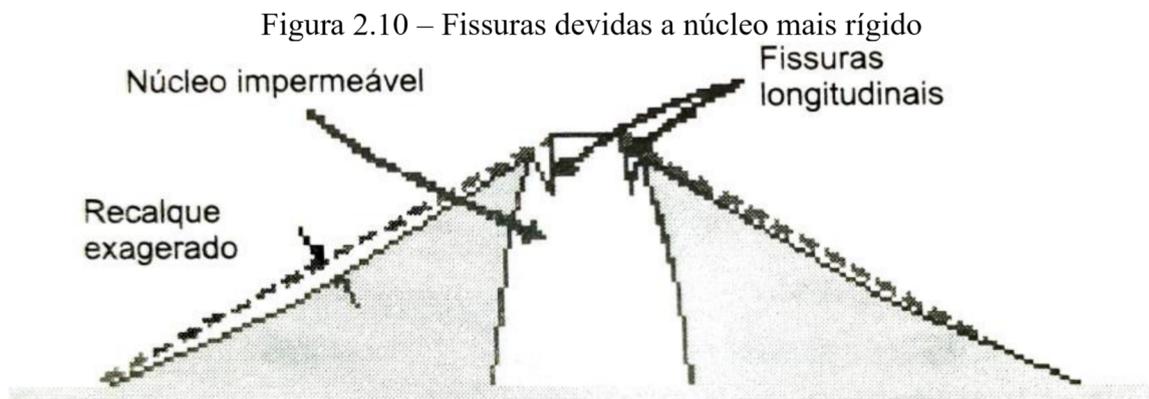


Fonte: Sherard et al. (1963).

Essas fissuras formam aberturas por onde pode haver penetração de água de chuva, o que pode ir diminuindo a resistência ao cisalhamento do material e criando uma possível superfície de ruptura do talude.

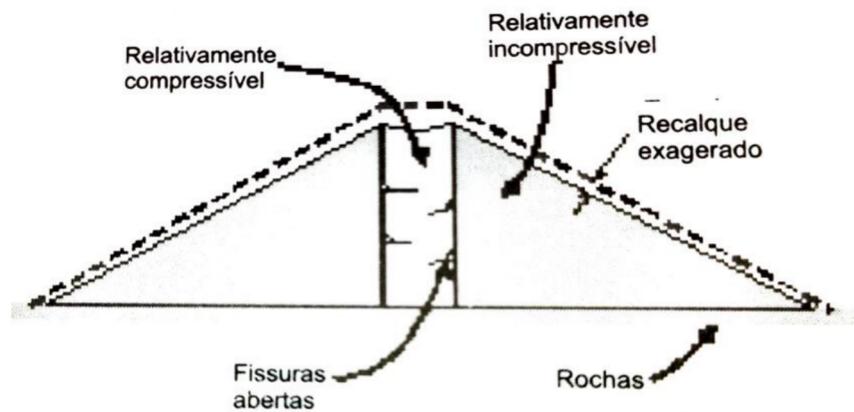
A diferença de rigidez entre partes zoneadas do maciço pode se manifestar tanto através do aparecimento de fissuras transversais como longitudinais. Silva Filho et al. (2015) mencionam que este fenômeno ocorre frequentemente em barragens de terra devido aos deslocamentos diferenciais. Como exemplo, tem-se que em barragens com núcleo e *cut off* compactados, são apresentadas fissuras longitudinais em virtude do recalque diferencial entre a crista e os taludes.

Nas barragens com núcleo central impermeável e zonas de enrocamento a montante e jusante, as fissuras são decorrentes da compressão dos espaldares após o fim da construção, o que não ocorre com o núcleo, conforme ilustrado na Figura 2.10. Fenômeno semelhante ocorre quando os espaldares são relativamente incompressíveis em relação a um núcleo mais compressível, conforme ilustrado na Figura 2.11.



Fonte: Gusmão et al. (2005).

Figura 2.11 – Fissuras devidas a espaldares mais rígidos



Fonte: Gusmão *et al.* (2005).

As trincas devidas ao colapso perante submersão ocorrem devido à inundação pela água do reservatório que induz a mudanças de volumes no maciço. Ocorre então uma diferença de deformação entre o material colapsado e os que lhe são vizinhos, o que favorece o surgimento de trincas, conforme destacado na Figura 2.12:

Figura 2.12 – Fissuras por colapso do talude montante



Fonte: Elaborado pelo autor.

2.5 Solos colapsíveis

Uma característica inerente aos solos não saturados é a tendência a sofrer variações de volume quando lhes é alterado o teor de umidade sob tensões praticamente constantes.

Nos solos de baixa densidade, o aumento da umidade resulta numa redução da resistência nos contatos inter partículas, comumente por redução de sucção. A esse fenômeno tem-se dado o nome de colapso, sendo, ainda, designados como verdadeiramente colapsíveis quando experimentam o fenômeno de redução de volume por umedecimento sob peso próprio e condicionalmente colapsíveis quando a redução de volume se processa sob a ação de uma sobrecarga adicional (REGINATTO e FERRERO, 1973).

No passado, a ideia preponderante era que os solos colapsíveis eram solos arenosos ou siltosos. Contudo, atualmente já se têm verificado casos em que solos colapsíveis apresentam forte porcentagem de argila. Quando o solo é compactado no ramo seco da curva de compactação pode produzir uma estrutura colapsível, seja devido ao baixo teor de umidade, seja pelos baixos pesos específicos aparentes (LOBO NETO, 2018).

Barden et al (1973) cita três condições principais para ocorrência do fenômeno de colapso: solo não saturado e de estrutura aberta (porosa); tensão alta o suficiente para criar uma condição instável e valor alto o suficiente de sucção ou outro agente cimentante que estabilize os contatos intergranulares e cuja redução na umidade levará ao colapso.

Jennings e Knigth (1957) descrevem o mecanismo do colapso da seguinte forma: quando o solo é submetido a um carregamento em seu estado natural, a estrutura permanece sensivelmente inalterada, e o material de ligação comprime ligeiramente sem resultar em grandes movimentos relativos dos grãos do solo. Neste estágio, a consolidação ocorre por compressão das partículas finas entre as maiores partículas. Enquanto a umidade permanece baixa, as forças micro cisalhantes locais nas interfaces das partículas de areia, resultantes do carregamento, são resistidas sem apreciável movimento dos grãos. Quando o solo sob carregamento ganha umidade e uma certa umidade crítica é excedida, os vínculos alcançam um estágio em que não podem mais resistir às forças de deformação. A estrutura, então, colapsa. Trata -se, portanto, de um problema de ruptura cisalhante em nível macroestrutural.

Os ensaios edométricos, também conhecidos como ensaios de adensamento, são considerados os mais significativos na determinação do colapso do solo, pois estes ensaios, além de determinar qualitativamente a colapsividade do solo, fornecem resultados que possibilitam avaliar a magnitude do colapso do solo.

Os ensaios edométricos se dividem em duas metodologias: ensaio edométrico duplo (adensamento duplo) e simples (adensamento simples).

No ensaio edométrico simples o solo é carregado, por estágio, até uma tensão determinada, onde é feita a inundação e medidas as deformações. Com base nos resultados destes ensaios, Jennings e Knigth (1975) definiram o potencial de colapso (PC) segundo a Equação (2.8):

$$PC(\%) = 100 \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} \quad (2.8)$$

Onde:

e_c : índice de vazios inicial (antes da inundação) na tensão considerada para análise
 e_i : índice de vazios após a inundação

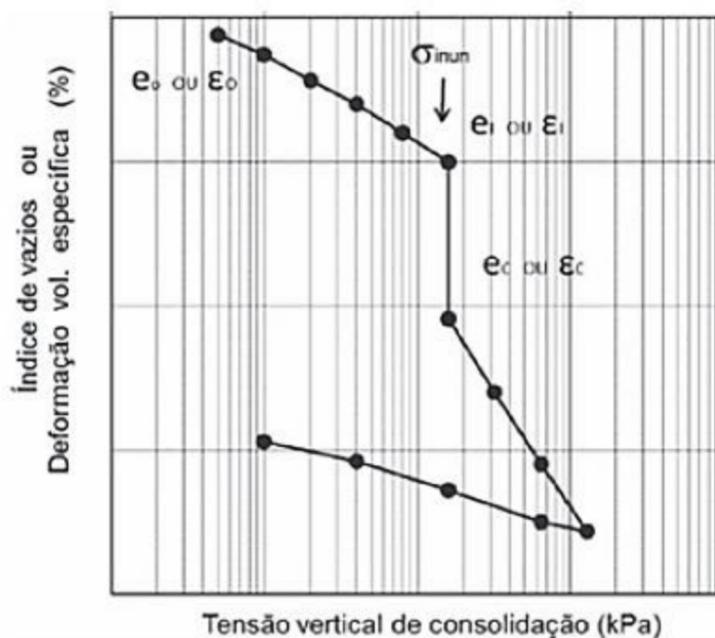
Esta equação é a mesma que define deformação volumétrica específica. Logo o potencial de colapso pode ser definido como a deformação volumétrica induzida pela adição de água, expressa em percentual (BASMA e TUNCER, 1992). A Figura 2.13 mostra um resultado típico desse tipo de ensaio.

Já o ensaio edométrico duplo, conforme proposto por Jennings e Knight (1957), segue a seguinte metodologia para quantificar o colapso sofrido pelo solo, através da comparação de um corpo de prova na umidade natural e outro previamente inundado:

- Os dois corpos de prova (na umidade natural) devem ser mantidos durante 24 horas sob a carga de 1,0 kPa;
- No final deste estágio, um corpo de prova é inundado, por inundação da célula do edômetro, enquanto o outro corpo de prova é mantido na umidade natural; os dois corpos de prova são mantidos neste segundo estágio durante 24 horas;
- A partir do final do segundo estágio, o ensaio se procede na forma convencional, ou seja, dobrando-se a carga aplicada a cada estágio de 24 horas até uma determinada carga, podendo, também, incluir um ou mais ciclos de descarregamento e recarregamento.

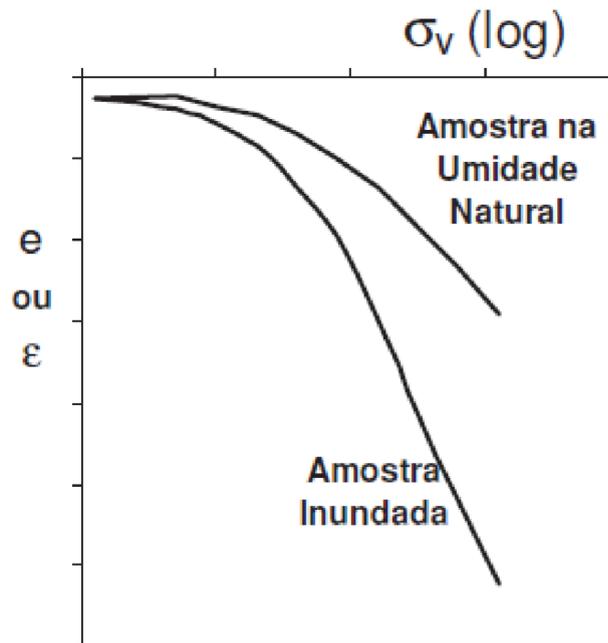
O resultado típico desse ensaio pode ser visualizado na Figura 2.14.

Figura 2.13 – Ensaio edométrico simples



Fonte: Souza Neto, 2004

Figura 2.14 – Ensaio edométrico duplo



Fonte: Souza Neto, 2004

Dentre os fatores que influenciam o colapso do solo, identificados através de ensaios edométricos, pode-se citar: a umidade inicial do solo; o estado de tensão e a vazão de inundação.

Existem vários critérios para se quantificar o potencial de colapso de um solo, classificando-o como mais ou menos suscetível ao fenômeno de colapso através de ensaios de campo ou de laboratório.

Independente da classificação que o solo venha a se encaixar em relação à possibilidade de colapso, há de citar-se que os solos não saturados, sob regra geral, experimentam uma redução em sua rigidez quando alterado o seu estado de sucção (sendo considerados colapsíveis ou não) fazendo com que o solo experimente diferentes deformações sob uma mesma carga, estando em condições de umidades diferentes, sendo justamente essa a proposição explorada pelo programa UNSTRUCT.

Portanto, ressalta-se que no presente trabalho não será calculado o potencial de colapso do solo usado no estudo hipotético, pois não se busca identificar, aqui, a ocorrência de solos colapsíveis ou não colapsíveis de acordo com classificações e fórmulas pré-estabelecidas. O termo “colapso” é utilizado, no presente trabalho e em trabalhos anteriores que realizaram análises com o programa UNSTRUCT, tão somente para generalizar o fenômeno de redução de volume causada por variação na rigidez dos solos, quando sob variação de sucção.

3. ANÁLISE NUMÉRICA DE SOLOS NÃO SATURADOS

O presente capítulo discorre sobre os programas utilizados na pesquisa: UNSTRUCT e Slide. Inicialmente é dada uma breve introdução sobre a análise de problemas de engenharia pelo MEF (Método de Elementos Finitos). Posteriormente, há a descrição da metodologia do programa UNSTRUCT, desde sua formulação inicial, por Miranda (1988), até as alterações feitas por Silva Filho (1998). Por fim, descreve-se brevemente o programa Slide e sua utilização nessa pesquisa, assim como a sequência adotada nas análises do presente trabalho, onde há uma associação de resultados dos dois programas citados.

3.1 Análise numérica de solos não saturados e MEF

Durante a fase de projeto de uma barragem interessa ao engenheiro a previsão de tensões e deformações que se desenvolverão nas diversas fases da vida da obra: construção, enchimento do reservatório, operação e possível esvaziamento do reservatório. A partir destas previsões, efetuam-se análises de estabilidade para avaliação das condições de segurança da obra.

Usualmente, para determinação das condições de segurança de uma barragem, são utilizados métodos baseados em equilíbrio limite, os quais fornecem somente uma análise da estabilidade do maciço em termos de tensões, sendo assim necessário uma análise complementar para a previsão das deformações e deslocamentos que possam vir a ocorrer.

Com a finalidade de previsão de tensões e deformações no interior de maciços de terra, e baseados na teoria da elasticidade, foram desenvolvidos vários procedimentos, dos quais ressaltam-se os que utilizam as técnicas de diferenças finitas ou de elementos finitos (BISHOP, 1952).

Atualmente, com a crescente difusão dos modernos computadores digitais o método dos elementos finitos é largamente utilizado, devendo-se isto também ao fato da facilidade de sua aplicação às estruturas de geometria complexa e compostas por diferentes materiais.

O MEF consegue resolver a seguinte situação problema: um contínuo elástico, com infinitos graus de liberdade é solicitado. Busca-se a determinação das tensões e deslocamentos em todo esse contínuo. Soluções exatas existem somente para alguns casos. Resta então, através de métodos numéricos, obter-se soluções aproximadas para os casos mais complexos (PEREIRA, 1986).

O conceito básico do MEF é a idealização do contínuo como uma montagem de elementos discretos e interconectados em pontos nodais. Escolhem-se incógnitas do problema em função das quais são expressas todas as grandezas a serem determinadas.

Através de funções de interpolação, também denominadas funções de forma, obtêm-se os deslocamentos em qualquer ponto do elemento a partir dos deslocamentos nodais. Determinados os deslocamentos, as deformações estarão também determinadas.

Através das deformações, as tensões são calculadas através das equações constitutivas que relacionam as tensões com as deformações através dos parâmetros do meio deformável (matriz de elasticidade).

No estudo de barragens, geralmente caracteriza-se o estado de deformações planas na seção transversal máxima da barragem, que apresenta um comprimento bem superior à altura. A aplicação do MEF requer que a seção em análise seja discretizada em elementos e que cada elemento seja constituído por apenas um material.

O fluxo de água nos solos também é um objeto de estudo de vital importância para o engenheiro, bem como seu comportamento e como controlá-lo, pois, a movimentação não prevista desse fluido é um dos maiores responsáveis pela ocorrência de ruptura de barragens. Cruz (1996) afirma que as estatísticas de acidentes e rupturas de tais estruturas declaram como causa majoritária a falta de um sistema eficiente de controle de fluxo.

Segundo Sousa (2000) existem várias abordagens na obtenção de redes de fluxo através da fundação ou maciço de terra compactada, que são: traçado manual (exige grande sensibilidade); modelos físicos em escalas menores; analogias com problemas físicos semelhantes, tais como o potencial elétrico ou processo de dissipação de calor por condução e as simulações numéricas (entre as quais, o MEF).

O MEF passou, então, a ser usado em decorrência da dificuldade de se resolver problemas de fluxo em meios porosos. Eles transformam a equação diferencial parcial do fluxo em equações integrais e fazem a discretização do domínio dos elementos.

Os programas para essa análise fornecem soluções com aproximação eficiente do real e soluções rápidas. E vem sendo utilizados amplamente na prática. A credibilidade dos resultados depende das condições de contorno impostas e dos parâmetros adotados.

3.2 Versão original do programa UNSTRUCT (1988)

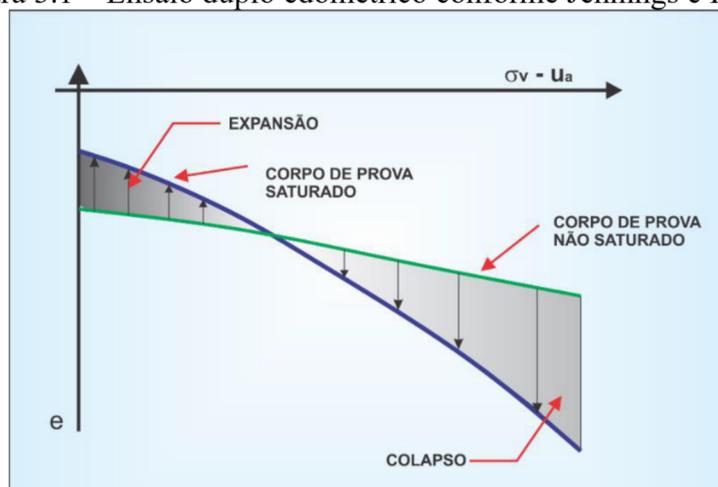
O programa UNSTRUCT (UNSaturated STRUCTure analysis) foi desenvolvido por Miranda (1988), com base no uso do Método dos Elementos Finitos e utilizando uma analogia térmica para o cálculo das deformações geradas pela variação da sucção no solo. O programa calcula o estado final de tensão/deformação para um estado plano de deformações em maciços saturados e não saturados. O principal objetivo de Miranda (1988) foi verificar o comportamento de pequenas barragens de terra durante o primeiro enchimento. Isto foi motivado pela condição muito comum de pequenas barragens construídas no Nordeste, potencialmente colapsíveis.

O programa inicia com o cálculo das tensões iniciais atuantes devido ao peso próprio. Nessa etapa despreza-se os deslocamentos, uma vez que se trata de um estado inicial *in situ*.

Os estados seguintes de tensão e deformação são gerados por acréscimo de cargas externas, por variação de umidade, por deformação de solos não saturados devido à mudança de rigidez gerada pelo umedecimento, pelas forças de percolação e forças de empuxo hidrostático na zona saturada. As análises da zona não saturada são realizadas em termos de tensões totais, e as das zonas saturadas é feita em termos de tensões efetivas.

O programa UNSTRUCT foi desenvolvido a partir de dados de ensaios edométricos, tal qual proposto por Jennings e Knight, em 1957. É possível realizar a análise da variação do volume de solo no estado plano de deformações, como uma função da variação da sucção mátrica. Na Figura 3.1 é mostrado um resultado típico deste ensaio:

Figura 3.1 – Ensaio duplo edométrico conforme Jennings e Knight



Fonte: Adaptado de Jennings e Knight (1957).

Para o solo saturado as equações do estado plano de equilíbrio são:

$$\frac{\partial(\sigma_x - u_w)}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{xy}}{\partial x} + b_x = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial(\sigma_y - u_w)}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{xy}}{\partial y} + b_y = 0 \quad (3.2)$$

Onde:

u_w : poropressão de água;

b_x, b_y : forças de massa por unidade de volume devidas ao peso próprio do solo e devido a efeitos de água, incluindo as forças de percolação e o empuxo hidrostático.

Para o solo não saturado as equações do estado plano de equilíbrio são:

$$\frac{\partial(\sigma_x - u_a)}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{xy}}{\partial x} + b_x = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial(\sigma_y - u_a)}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{xy}}{\partial y} + b_y = 0 \quad (3.4)$$

Onde:

σ : tensão normal total;

τ_{xy} : tensão cisalhante;

u_a : poropressão de ar, admitida zero;

b_x, b_y : forças de massa por unidade de volume devidas ao peso próprio inicial do solo ou devido a variações no peso específico resultantes de mudanças na umidade do solo.

As relações constitutivas para solos não saturados, nas condições de estado plano de deformações, utilizadas pelo programa, serão as relações propostas por Fredlund (1979) e foram elaboradas como uma extensão da teoria da elasticidade para solos não saturados.

$$d\varepsilon_x = \frac{1}{E} d(\sigma_x - u_a) - \frac{\nu}{E} d(\sigma_y + \sigma_z - 2u_a) + \frac{1}{H} d(u_a - u_w) \quad (3.5)$$

$$d\varepsilon_y = \frac{1}{E} d(\sigma_y - u_a) - \frac{\nu}{E} d(\sigma_x + \sigma_z - 2u_a) + \frac{1}{H} d(u_a - u_w) \quad (3.6)$$

$$d\varepsilon_z = 0 \quad (3.7)$$

Onde:

ε_x = Deformação na direção x, adimensional;

ε_y = Deformação na direção y, adimensional;

E_u = Módulo de elasticidade em relação a $(\sigma - u_a)$, em MPa;

σ_x = Tensão normal total na direção x, em kPa;

σ_y = Tensão normal total na direção y, em kPa;

σ_z = Tensão normal total na direção z, em kPa;

u_a = Poropressão de ar, em kPa;

ν = Coeficiente de Poisson, adimensional; e

H = Módulo de elasticidade em relação a $(u_a - u_w)$, em kPa;

Os parâmetros desse modelo são determinados por meio de ensaios oedométricos duplos. O módulo de elasticidade para a condição de menor umidade inicial (maior valor de sucção) é denominado E_0 , para o solo saturado é E_S , e para solos não saturados é denominado E_u , sendo este obtido por interpolação dos dois módulos apresentados anteriormente:

$$E_0 = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{(\sigma_v - u_a)_F}{\Delta\varepsilon_{UF}} \quad (3.8)$$

$$E_S = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{(\sigma_v - u_a)_F}{\Delta\varepsilon_{S0} + \Delta\varepsilon_{SF}} \quad (3.9)$$

$$E_u = \frac{E_0}{\left(1 - \frac{E_0}{E_S}\right) \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} - 1\right] + 1} \quad (3.10)$$

Onde:

$\Delta\epsilon_{UF}$: variação da deformação específica, correspondente a $(\sigma_v - u_a)_f$, o corpo de prova não saturado do ensaio duplo de adensamento;

$\Delta\epsilon_{S0}$: variação da deformação específica, correspondente a $(\sigma_v - u_a) = 0$, o corpo de prova saturado do ensaio duplo de adensamento;

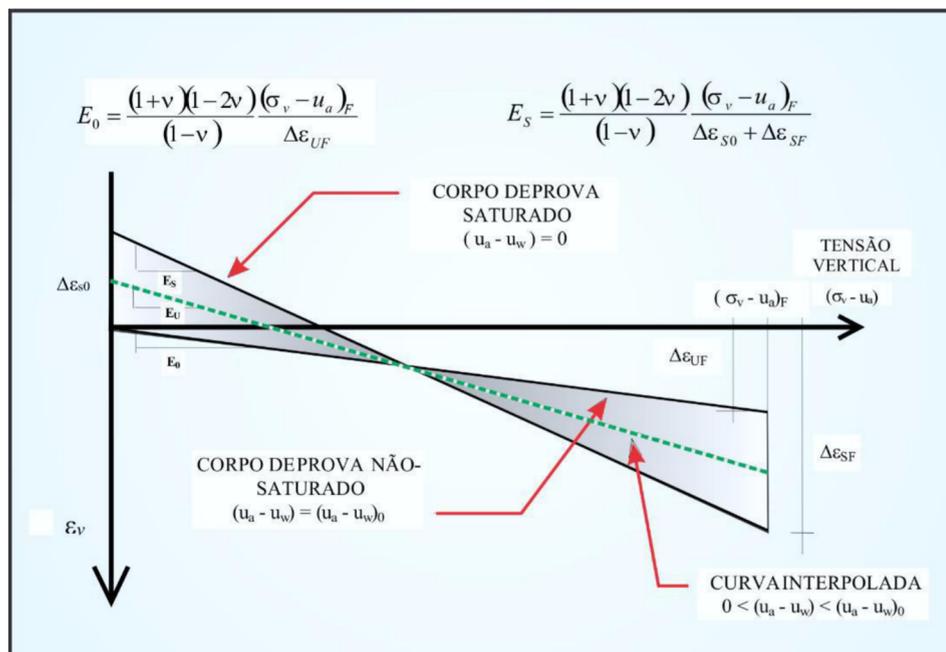
$\Delta\epsilon_{SF}$: variação da deformação específica, correspondente a $(\sigma_v - u_a)_f$, o corpo de prova saturado do ensaio duplo de adensamento;

$(u_a - u_w)_0$: sucção inicial do corpo de prova usado para definir E_0 (admitida constante);

$(u_a - u_w)$: sucção do solo para o qual se calcula o E_u .

A Figura 3.2 mostra, de forma esquemática, o cálculo dos módulos E_0 , E_u , E_s , no gráfico deformação específica (ϵ) “versus” tensão vertical total $(\sigma_v - u_a)$.

Figura 3.2 – Cálculo de E_0 , E_s e E_u



Fonte: Miranda e Silva Filho (1995).

Para o cálculo de H , Miranda (1988) utilizou a seguinte equação:

$$\frac{1}{H} = \alpha + \beta(\sigma - u_a) \quad (3.11)$$

Onde:

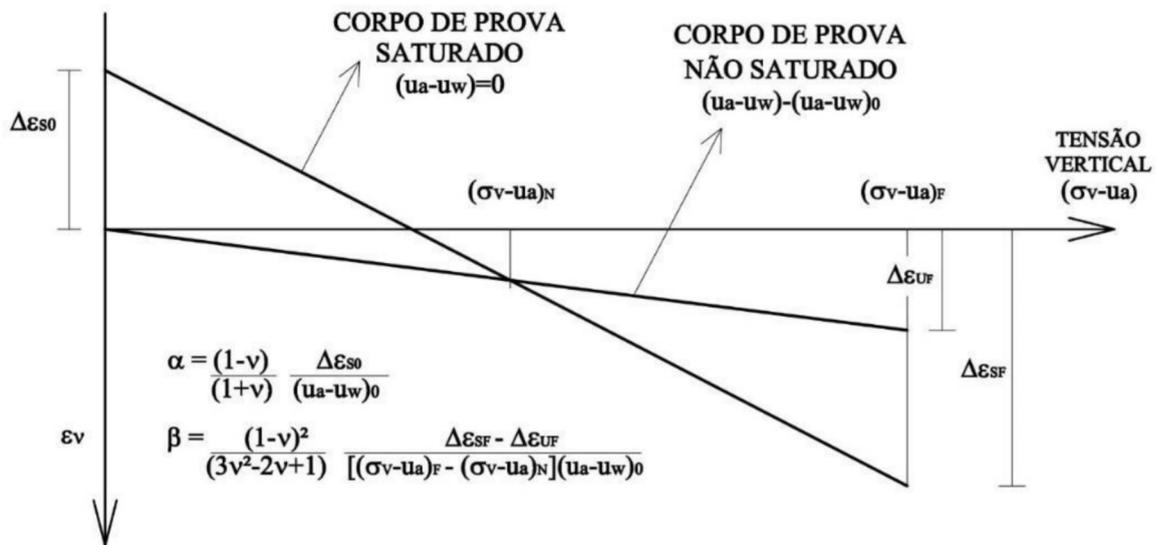
H = Módulo de elasticidade em relação a $(u_a - u_w)$;

α e β = Coeficientes que relacionam H com a tensão total $(\sigma - u_a)$; e

$(\sigma - u_a)$ = Tensão total na direção em que se deseja calcular H .

A Figura 3.3 mostra, de forma esquemática, o cálculo dos parâmetros α e β , em um gráfico característico de um ensaio resultante do ensaio edométrico duplo, dentro da faixa de tensão em que o solo possui deformação linear elástica.

Figura 3.3 - Cálculo dos parâmetros α e β



Fonte: Silva Filho (1998).

Os parâmetros α e β são utilizados pelo UNSTRUCT para obter as tensões e deformações no solo, gerado pela variação de sucção. Tais deformações são inseridas na análise tensão-deformação como auto deformações (“*self-strain*”), consistem em colapsos ou expansões do solo, sendo adicionadas na lei de Hooke da mesma forma que as deformações causadas pelas variações de temperatura (Silva Filho, 1998).

$$\vec{\sigma} = D_e(\vec{\epsilon} - \vec{\epsilon}_0) + \vec{\sigma}_0 \quad (3.12)$$

Onde:

$\vec{\sigma}$: vetor de tensões;

D_e : matriz tensão-deformação;

$\vec{\varepsilon}$: vetor de deformações;

$\vec{\varepsilon}_0$: vetor das auto deformações resultantes do colapso/expansão;

$\vec{\sigma}_0$: vetor de tensões iniciais.

A lei constitutiva para solos saturados, nas condições de estado plano de deformações, é composta pelas seguintes equações:

$$d\varepsilon_x = \frac{1}{E_s} d(\sigma_x - u_w) - \frac{\nu}{E_s} d(\sigma_y + \sigma_z - 2u_w) \quad (3.13)$$

$$d\varepsilon_y = \frac{1}{E_s} d(\sigma_y - u_w) - \frac{\nu}{E_s} d(\sigma_x + \sigma_z - 2u_w) \quad (3.14)$$

$$d\varepsilon_z = 0 \quad (3.15)$$

Onde E_s é módulo de elasticidade da curva saturada do ensaio edométrico duplo.

O programa determina também o acréscimo de peso específico devido a variação de umidade do solo não saturado:

$$\Delta\gamma = \Delta\theta\gamma_w \quad (3.16)$$

Onde:

$\Delta\gamma$: Variação do peso específico

$\Delta\theta$: Variação de umidade volumétrica;

γ_w : peso específico da água.

O efeito da água na região saturada é determinado como uma força de massa:

$$\vec{F} = -\nabla u_w \quad (3.17)$$

Tal força contém as forças de percolação e o empuxo hidrostático, sendo distribuída pelos nós da malha de elementos finitos. Quando considerada essa força, não é preciso incluir o peso da água como uma força externa (Silva Filho, 1998).

3.3 Programa UNSTRUCT – Versão modificada por Silva Filho (1998)

Segundo Silva Filho (1998), a versão original do programa UNSTRUCT apresentava algumas limitações que o impossibilitavam de reproduzir com maior realismo o comportamento de obras geotécnicas em solos não saturados, pois a analogia térmica para a previsão do colapso não apresentava resultados tão bons quanto para a expansão.

Esta conclusão apresentada por Silva Filho (1998), acerca dos resultados de expansão, é baseada na modelagem de ensaios triaxiais e oedométricos, realizados por Maswoswe (1985). A versão original do programa previa valores decrescentes da tensão horizontal, durante o colapso do solo e sob condições de confinamento lateral, porém, os resultados destes ensaios indicam valores crescentes para as tensões laterais.

Outra limitação do UNSTRUCT original referia-se à modelagem de pequenos carregamentos, pois a curva tensão \times deformação utilizada na análise era linear.

Segundo Jennings e Burland (1962), os solos colapsíveis podem sofrer expansão quando umedecidos a baixos níveis de tensões, enquanto os solos expansivos podem sofrer redução de volume quando submetidos a pressões superiores à de expansão. Baseado nestes fenômenos, a modelagem deve ser capaz de simular o colapso e a expansão em uma mesma situação.

Silva Filho (1998) propôs, então, a atual versão para o programa UNSTRUCT, baseado na versão desenvolvida por Miranda e Coelho (1990). Na versão original, o carregamento não era realizado em estágios, pois o comportamento era sempre linear. Silva Filho (1998) propôs a utilização da curva não-linear no programa, bem como a aplicação incremental (em estágios) de carregamento.

A versão atual do programa UNSTRUCT foi obtida em quatro etapas de desenvolvimento, a seguir descritas, de acordo com as alterações introduzidas no programa, que são:

- a) Variação de rigidez no colapso;
- b) Módulos de elasticidade variáveis, mas lineares por trecho;
- c) Modelagem completa (analogia térmica e variação da rigidez); e

d) Aplicação incremental de carregamentos.

A seguir, será apresentada em detalhes cada alteração no desenvolvimento do programa UNSTRUCT.

3.3.1 *Variação de rigidez no colapso*

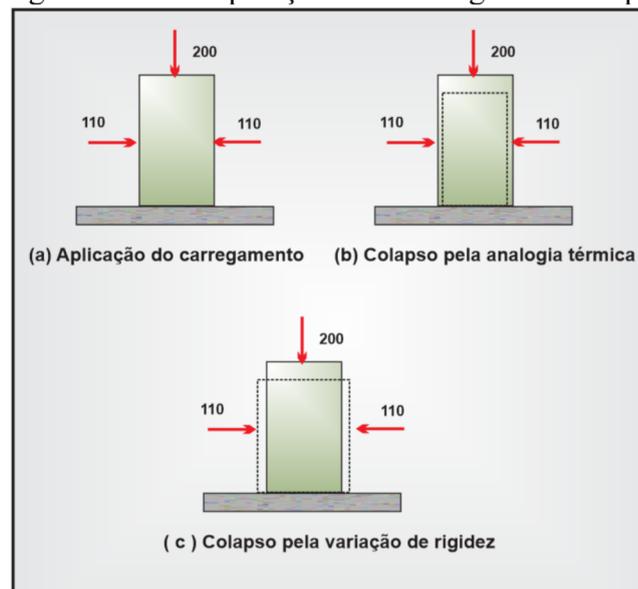
Na modelagem do colapso, sabe-se da existência de outros fatores que influenciam no fenômeno, como, por exemplo, os agentes cimentantes responsáveis por estabilizar o contato intergranular, aumentando a rigidez do solo sob a condição não saturada, e a redução da sucção por adição de um fluido, que provoca a diminuição da rigidez do solo.

A versão do UNSTRUCT proposta por Silva Filho (1998) é capaz de modelar o colapso e a expansão de solos não saturados.

Nesta versão, o programa simula a diminuição da rigidez do solo devido ao umedecimento do solo, causando deformações adicionais, até atingir uma nova configuração de equilíbrio.

A Figura 3.4 apresenta a diferença da previsão do colapso pela analogia térmica e aquela proposta por Silva Filho (1998). Nela, são apresentados esquematicamente três estágios da previsão de um ensaio triaxial, com a utilização das modelagens de analogia térmica e variação da rigidez.

Figura 3.4 – Comparação da modelagem de colapso



Fonte: Silva Filho (1998).

Na Figura 3.4b, pode-se observar que o colapso por analogia térmica acontece em todas as direções, e quando o colapso é modelado utilizando a variação de rigidez (Figura 3.4c), ele se dá apenas na direção vertical, ocorrendo, no entanto, um deslocamento lateral.

A seguir será apresentada a formulação utilizada por Silva Filho (1998) para o UNSTRUCT, baseada no Método dos Elementos Finitos.

a) Equilíbrio - Tensões iniciais no elemento admitidas como estando em equilíbrio com as deformações iniciais, ocasionadas por carregamentos anteriores.

$$\int B^T \sigma_0 d(vol) = \int B^T D_e \varepsilon_0 d(vol) \quad (3.18)$$

Onde:

σ_0 : Estado de tensões compatível com o carregamento aplicado ao solo;

D_e : Rigidez inicial do solo (antes do colapso); e

ε_0 : Deformação também compatível com o carregamento aplicado e a rigidez do solo.

b) Colapso - Com a diminuição de rigidez do solo, deformações adicionais devem ocorrer no elemento, até alcançar uma nova condição de equilíbrio.

$$\int_{V_e} B^T \sigma d(vol) = \int_{V_e} B^T \overline{D}_e B d(vol) x a^e - \int_{V_e} B^T \overline{D}_e \varepsilon_0 d(vol) + \int_{V_e} B^T \sigma_0 d(vol) \quad (3.19)$$

Onde:

σ : Novo estado de tensões após o colapso do solo;

\overline{D}_e : Rigidez final, após o colapso do solo;

a^e : Deslocamentos dos nós do elemento;

ε_0 : Deformação também compatível com o carregamento aplicado e a rigidez do solo; e

σ_0 : Estado de tensões compatível com o carregamento aplicado ao solo.

À nova rigidez, estão associados o módulo de elasticidade (E_u) e o coeficiente de Poisson (ν_u), calculados através de uma interpolação entres os valores extremos, não saturado e saturado, obtidos do ensaio oedométrico duplo:

$$E_u = \frac{E_0}{\left(1 - \frac{E_0}{E_s}\right) \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} - 1\right] + 1} \quad (3.20)$$

$$\nu_u = \nu_s - (\nu_s - \nu_0) \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} \quad (3.21)$$

Onde:

$(u_a - u_w)_0$: Sucção do corpo de prova usada para definir E_0 ;

$(u_a - u_w)$: Sucção do solo para o qual se deseja calcular o E_u ;

E_0 : Módulo de elasticidade para a condição inicial, com $(u_a - u_w)_0$

E_s : Módulo de elasticidade para a condição saturada;

ν_0 : Coeficiente de Poisson para a condição inicial com $(u_a - u_w)_0$, adimensional; e

ν_s : Coeficiente de Poisson para a condição saturada, adimensional.

A interpolação linear adotada pelo programa UNSTRUCT, utilizada para se obter os parâmetros elásticos do solo não saturado, pode ocasionar diferenças significativas entre os valores medidos no colapso e aqueles previstos. Como forma de tentar contornar este problema, sugere-se que, nos cálculos de interpolação, seja adotada, para o corpo de prova não saturado, uma sucção não superior aos valores indicados na Tabela 3.1:

Tabela 3.1 – Valores máximos de sucção para a amostra seca

TIPO DE SOLO	SUCÇÃO $(u_a - u_w)$
Areias e siltes de baixa plasticidade	500 kPa
Argilas de baixa plasticidade	4.000 kPa
Argilas de alta plasticidade	8.000 kPa

Fonte: Miranda e Silva Filho (1995).

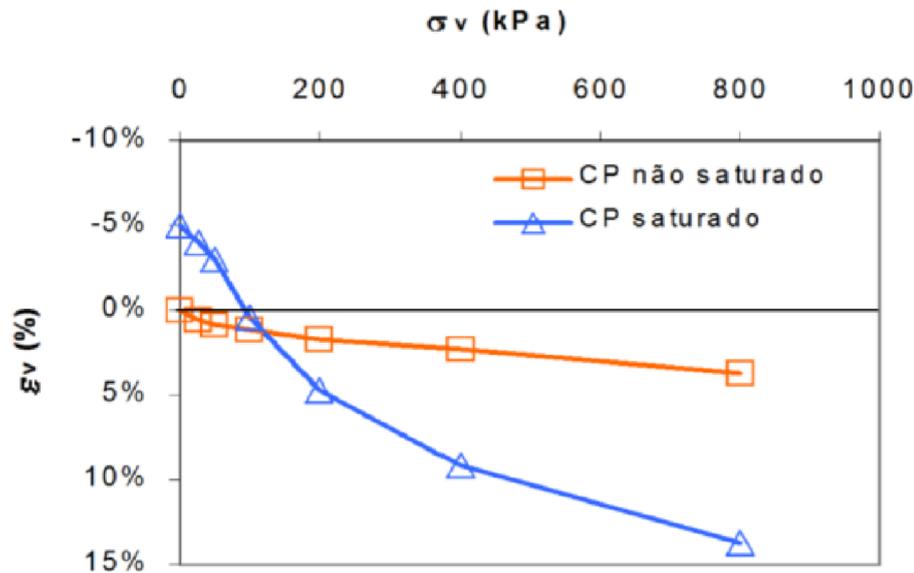
3.3.2 Módulos de elasticidade variáveis (linear por trechos)

Na versão original do programa UNSTRUCT, proposta por Miranda (1988), a análise de tensão \times deformação é restrita apenas ao trecho em que é possível considerar a relação

linear. Silva Filho (1998) propôs, então, uma análise geral não-linear do programa, onde a curva tensão \times deformação tem seu comportamento analisado por trechos.

Os resultados do ensaio oedométrico duplo são fornecidos ao programa através de um conjunto de pontos definidos pela tensão vertical aplicada ao corpo de prova, e a correspondente deformação vertical específica. Entre estes pontos, a relação tensão \times deformação é representada por segmentos de retas que mudam de inclinação a cada intervalo de tensões. A Figura 3.5, abaixo, apresenta uma modelagem de um ensaio duplo, onde isto é explicitado de maneira mais didática. Nota-se que, para cada trecho de tensão vertical, ocorre uma relação linear em relação à deformação.

Figura 3.5 – Relação tensão \times deformação linear por trechos



Fonte: Silva Filho (1998).

A versão do programa apresentada por Silva Filho (1998) calcula os parâmetros para cada trecho de tensões, adotados conforme o nível de tensões atuante no elemento. Desta forma, o programa UNSTRUCT continua muito simples de ser utilizado, devido ao fato de os parâmetros dos modelos, como os módulos de elasticidade e os parâmetros α e β utilizados no cálculo das deformações iniciais dos solos expansivos, serem calculados pelo próprio programa, o que não era realizado na versão original.

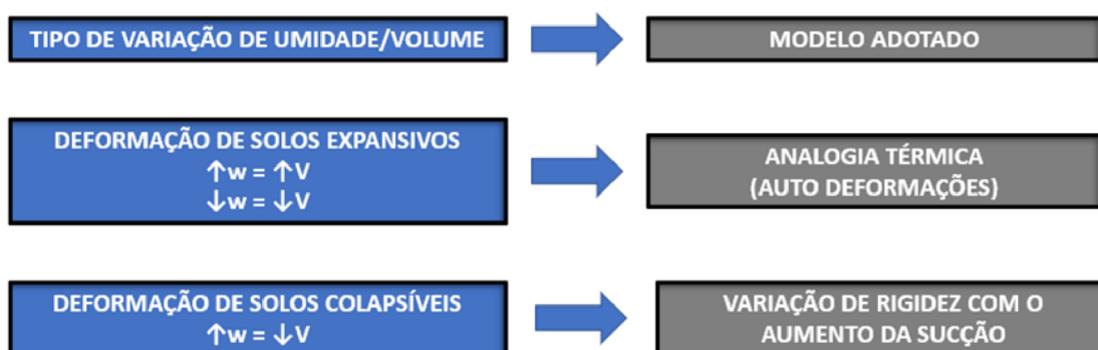
O processo de cálculo das tensões e deformações é feito iterativamente, até atingir um erro máximo entre os valores de tensões adotados pelo usuário, ou quando é atingido um número máximo de iterações, também pré-determinado.

A versão atual do UNSTRUCT também é capaz de modelar variações nas deformações de colapso. Isto se torna possível devido à retirada dos parâmetros elásticos utilizados pelo programa das curvas do ensaio de adensamento duplo. Nele, uma das curvas representa o solo em seu estado saturado e a outra mostra o solo não saturado.

3.3.3. Modelagem de solos não saturados que podem apresentar expansão e colapso

O UNSTRUCT possibilita o estudo do solo que apresenta duplo comportamento (colapso e expansão). A nova versão do UNSTRUCT adota dois modelos para a consideração da variação da sucção nos solos não saturados, conforme mostrado na Figura 3.6:

Figura 3.6 – Modelos adotados pela nova versão do UNSTRUCT



Fonte: Elaborado pelo autor

No ensaio de adensamento duplo, determina-se a tensão vertical neutra. Sob esta tensão, o solo não sofre expansão e nem colapso na trajetória de diminuição de sucção. Silva Filho (1998) explica que, no UNSTRUCT, a tensão vertical de comportamento neutro está associada a uma tensão média, que será utilizada para delimitar as faixas de tensões, nas quais serão adotados os procedimentos de expansão ou de colapso. Durante a variação da sucção, o UNSTRUCT compara a tensão média em cada elemento ($p - u_a$). Para valores de tensão superiores a $(p - u_a)$, o programa utiliza o procedimento definido para a condição de colapso; caso contrário, calcula para a condição de expansão.

A Figura 3.7 mostra curvas tensão x deformação com a indicação do procedimento utilizado para modelar a expansão e o colapso com o aumento da umidade. Nela, D_2 é a matriz de elasticidade do solo com sucção inferior, ε_0 é a deformação de expansão livre, ε_c é a deformação de colapso, ε_E é a deformação de expansão, ε_i é a deformação do solo antes de

3.4 Programa Slide

O Slide, versão 6.0, é um programa computacional comercial, utilizado no cálculo de estabilidade de taludes por Equilíbrio Limite em 2D. O programa opera em ambiente Windows, com interface simples e facilidades para construção de modelos geomecânicos, com possibilidade de importação de desenhos de programas como o AutoCad.

O programa possui uma ferramenta de análise de percolação bidimensional, utilizando o MEF. Gera-se automaticamente uma malha de acordo com preferências pré-estabelecidas pelo usuário, permitindo, ainda, escolher-se entre análises com fluxos estacionários ou transientes e com solos em condição saturada e não saturada.

3.5 Análise numérica associada

As análises dessa pesquisa utilizam uma associação entre os programas Slide e UNSTRUCT, utilizando o primeiro para definição das poropressões ao longo da seção da barragem, antes e depois do enchimento, e o segundo para realizar-se uma análise tensão/deformação, considerando o efeito da variação de rigidez imposta aos solos quando se lhes altera sua sucção (quantidade de água).

No programa Slide deve-se definir a geometria do aterro, as cargas de água e as curvas de retenção e de permeabilidade dos solos utilizados, que são variáveis que influenciam diretamente no traçado das redes de fluxo e nos valores das poropressões desenvolvidas ao longo dos diversos estágios de tempo desejados.

No programa UNSTRUCT, os dados de entrada são: coeficiente de Poisson do solo saturado (ν_{sat}); coeficiente de Poisson do solo não saturado (ν_{nsat}); peso específico seco (γ_d); porosidade (n) e resultados do ensaio duplo de adensamento (cargas, deformações e sucção).

Ao final da análise o programa irá determinar:

- a) Parâmetro E_0 , E_s , α e β .
- b) Dados de cada elemento discretizado: x , y , σ_x , σ_y , σ_z , σ_1 , σ_3 , θ e poropressão
- c) Deslocamentos de cada nó nas duas direções: u_x e u_y .

4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Nesse capítulo são apresentados os ensaios de laboratório realizados cujos resultados foram utilizados como parâmetros de entrada nas análises numéricas realizadas no programa UNSTRUCT.

Foram realizados ensaios de caracterização do solo (granulometria, limites de consistência, densidade real e compactação), assim como, também, ensaios edométricos duplos com corpos de prova na umidade de compactação e inundados, conforme metodologia conveniente à obtenção dos parâmetros necessários para alimentar o programa UNSTRUCT.

Os ensaios foram todos executados no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação (LMSP) da Universidade Federal do Ceará (UFC) e foram realizados com uma amostra deformada retirada da Barragem Piaus e coletada pela equipe do LMSP. A Barragem Piaus, de propriedade do DNOS, apresentada na Figura 4.1, está localizada nos municípios de São Julião e Pio IX, região sudeste do estado do Piauí e barra o Rio Marçal (ENGESOFT, 2016).

Figura 4.1 – Barragem Piaus



Fonte: ENGESOFT (2016).

4.1 Ensaios de caracterização

A amostra de solo coletada foi preparada conforme as orientações da NBR 6457/2016 - Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização (Método de Ensaio). A Figura 4.2 mostra o solo deformado coletado:

Figura 4.2 – Amostra de solo deformada



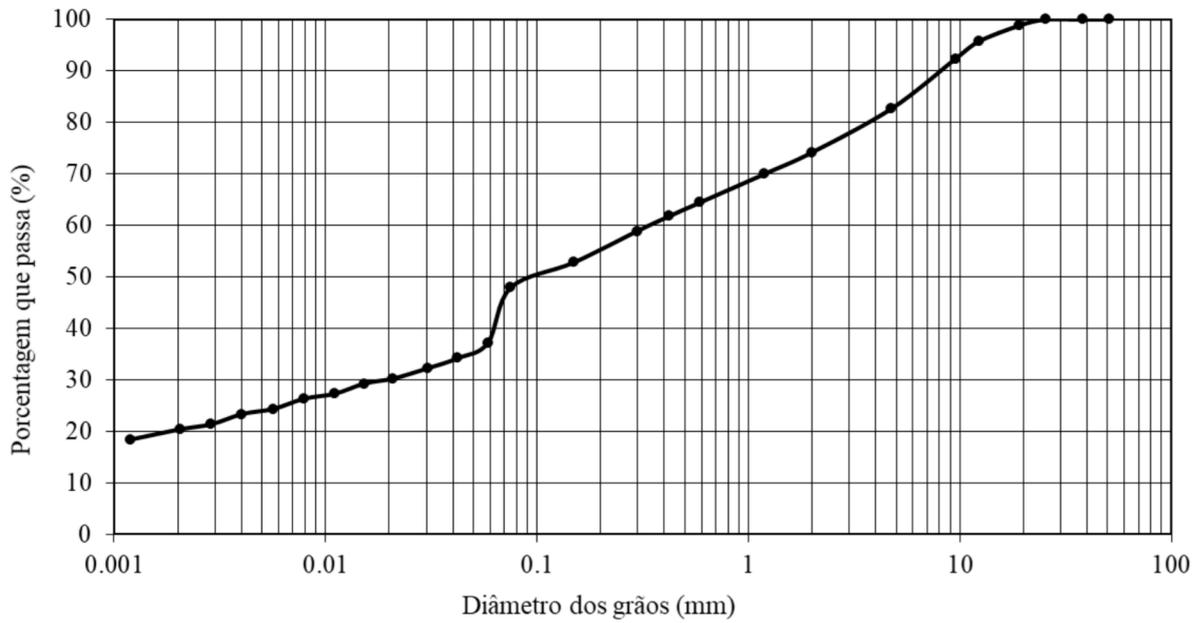
Fonte: Autor.

Em seguida, a fim de caracterizar o solo estudado, foram realizados os ensaios de análise granulométrica, determinação do limite de liquidez e do limite de plasticidade, determinação da densidade real e de compactação. Os memoriais de cálculo dos ensaios de caracterização citados estão apresentados, respectivamente, nos APÊNDICES A, B, C e D. Tais ensaios foram realizados seguindo as orientações das seguintes normas técnicas:

- a) NBR 7181/2016 - Solo - Análise granulométrica (Método de ensaio);
- b) NBR 6459/2016 - Solo - Determinação do limite de liquidez (Método de ensaio);
- c) NBR 7180/2016 - Solo - Determinação do limite de plasticidade (Método de ensaio);
- d) ME 093/94 - Solos - Determinação da densidade real;
- e) NBR 7182/2016 - Solo - Ensaio de Compactação.

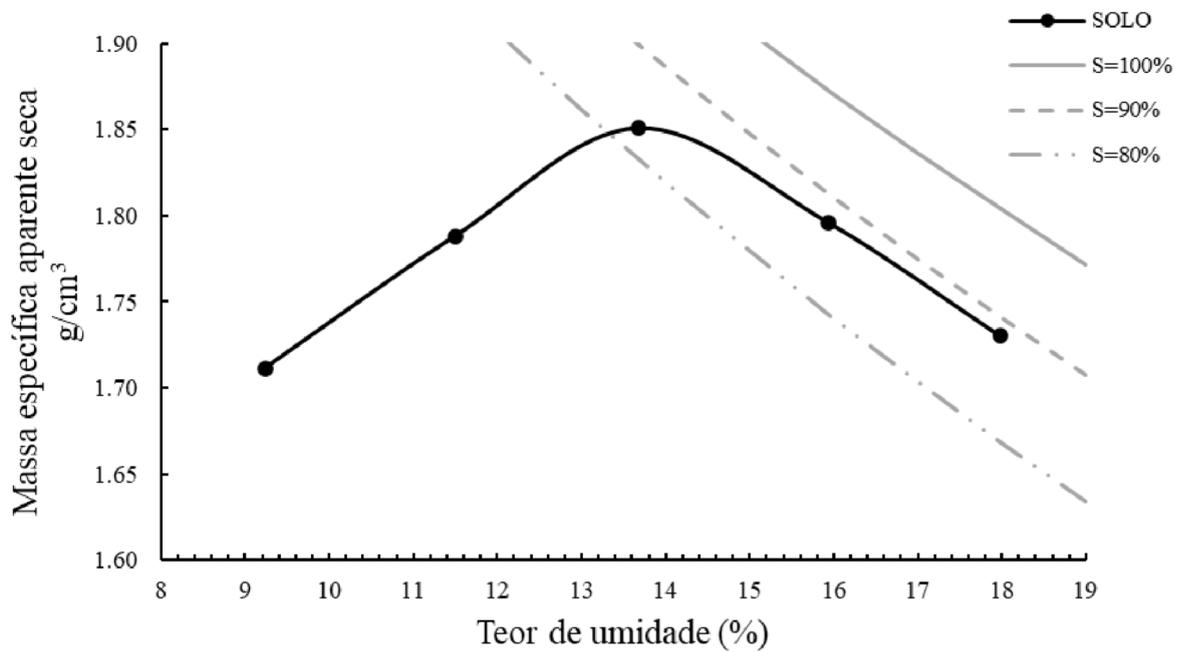
A Figura 4.3 e a Figura 4.4 apresentam, respectivamente, a curva de distribuição granulométrica do solo analisado e a curva de compactação utilizando a energia Proctor Normal (escolhida por ser uma energia comumente adotada na compactação de aterros de barragens).

Figura 4.3 – Curva de distribuição granulométrica



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.4 – Curva de compactação do solo



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 4.1 apresenta o resumo dos parâmetros geotécnicos obtidos a partir da realização dos ensaios de caracterização e a classificação do solo ensaiado pelo sistema SUCS.

Tabela 4.1 – Resultados e classificação do solo

PARÂMETRO	VALOR
Limite de liquidez (%)	29
Limite de plasticidade (%)	16
Índice de plasticidade (%)	13
Densidade real	2,67
Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	1,85
Teor de umidade ótima (%)	13,68
Classificação SUCS	SC

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2 Ensaio Edométrico Duplo

Foram realizados oito ensaios no total (quatro umidades diferentes e dois ensaios por cada umidade, sendo um ensaio na respectiva umidade obtida na moldagem e outro com o solo inundado). Os ensaios foram realizados de tal forma a obter amostras compactadas nas mesmas condições do ramo seco da curva de compactação obtida com energia normal.

A justificativa para ensaiar o solo em condições de compactação no ramo seco, se deve ao fato de ser essa uma situação que ocorre usualmente na prática, devido a falta de água suficiente para realizar a compactação na umidade ótima. Também é no ramo seco onde, usualmente, ocorre o fenômeno de colapso por umedecimento.

4.2.1 Equipamentos utilizados

No ensaio duplo edométrico foram utilizados basicamente os seguintes equipamentos: Prensa de adensamento, jogo de pesos, células de adensamento, pedra porosa e cronômetro, conforme mostrado na Figura 4.5.

4.2.2 O ensaio

A sequência de procedimentos adotada nos ensaios duplos edométricos estão descritas a seguir:

a) Primeiro passou-se o material na peneira de 2mm. Conhecendo-se a umidade inicial da amostra completamente seca ao ambiente, as umidades desejadas (da curva de compactação) foram obtidas adicionando-se certas quantidades de água pré-determinadas (calculadas e pesadas na balança de precisão);

Figura 4.5 – Equipamentos utilizados



Fonte: Autor

b) Após atingir a umidade desejada, compactou-se dois anéis com o solo obtido (um para o ensaio com umidade de compactação e outro para o ensaio inundado) com uma quantidade também controlada de solo, em três camadas, a fim de obter um solo com a mesma densidade seca equivalente à respectiva umidade na curva de compactação. Na Figura 4.6, um exemplo de célula com o solo já compactado com umidade e peso controlado:

Figura 4.6 – Célula com solo pronta para ensaio



Fonte: Elaborado pelo autor

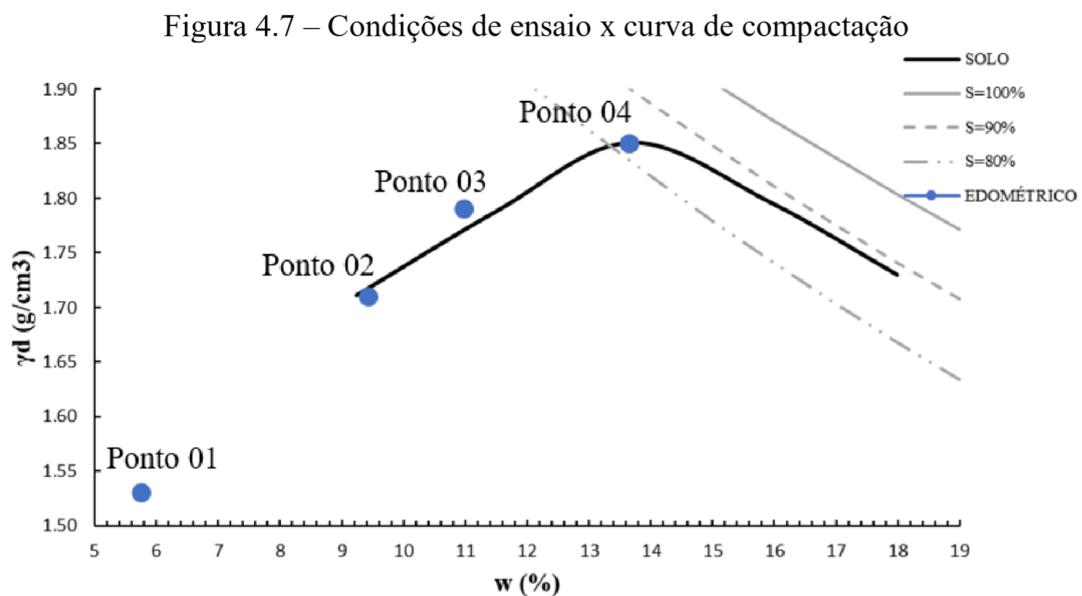
b) As células de adensamento, com solo, foram posicionadas nas prensas e, inicialmente, um pequeno peso foi colocado na máquina, apenas com a finalidade de manter o relógio medidor de deslocamentos em contato com a amostra.

c) Uma das células foi saturada por inundação através de mecanismos do próprio aparelho. Esperou-se então 12 horas para que o corpo de prova estabilizasse com a água

absorvida e, somente então, fossem iniciados os carregamentos do ensaio. A outra célula foi mantida na umidade de compactação.

d) Os carregamentos do ensaio consistiram em aplicação de cargas através de pesos pré-estabelecidos, que aplicavam nas amostras as pressões de: 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, nesta ordem. As cargas foram aumentadas sempre que ocorria estabilização das deformações.

As quatro umidades obtidas com suas respectivas densidades secas, em comparação com a curva de compactação do solo na energia normal, podem ser visualizadas na Figura 4.6:



Observa-se então que foram obtidos quatro solos, os quais representam quatro pontos específicos que fazem parte da curva de compactação com energia normal. Os quatro pontos possuem as especificações mostradas na Tabela 4.2, no momento de compactação dos mesmos:

Tabela 4.2 – Condições do solo ensaiado

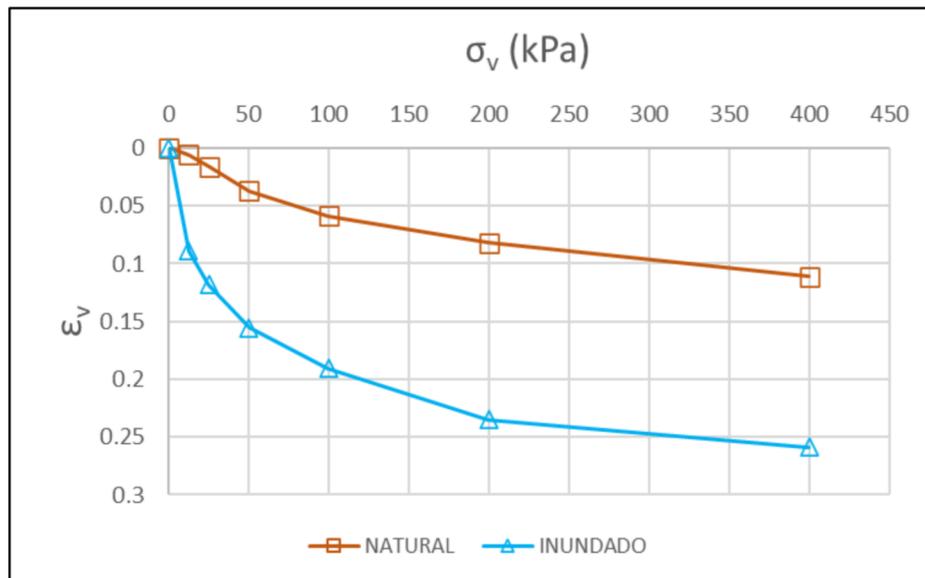
Nome do ponto	Umidade compactação (%)	Densidade seca aparente (g/cm ³)	e	n (%)	Umidade abaixo da ótima (%)
Ponto 01	5,76	1,53	0,75	43	7,90
Ponto 02	9,43	1,71	0,56	36	4,23
Ponto 03	10,98	1,79	0,49	33	2,68
Ponto 04	13,66	1,85	0,44	31	0,00

Fonte: Elaborado pelo autor

4.2.3 Resultados

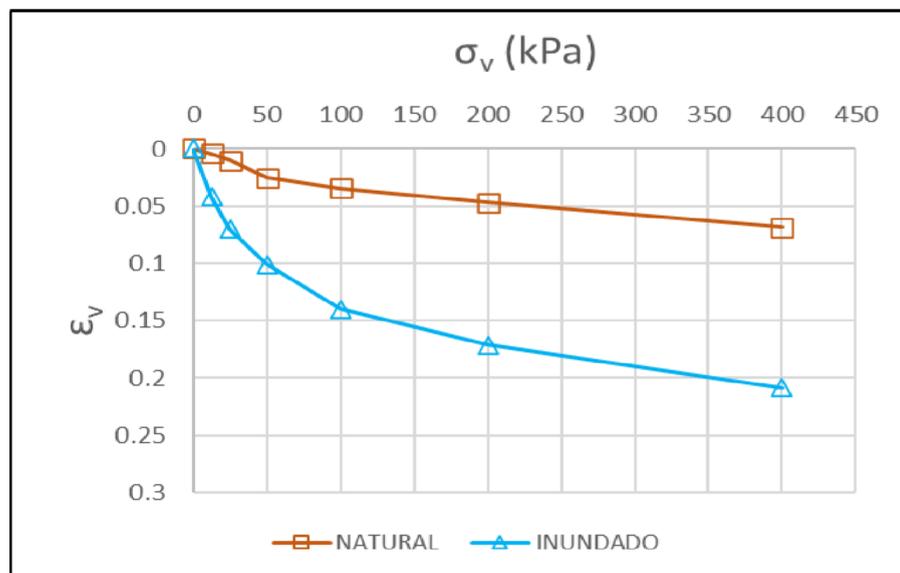
Terminados os ensaios, pode-se construir gráficos relacionando as deformações específicas verticais (ϵ_v) apresentadas com as respectivas tensões aplicadas (σ_v). Os resultados com todos os dados são mostrados no Apêndice E. Os gráficos para cada ponto ensaiado, com as deformações *versus* tensões aplicadas, são mostrados nas Figuras 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11:

Figura 4.8 – Resultados do Ponto 01



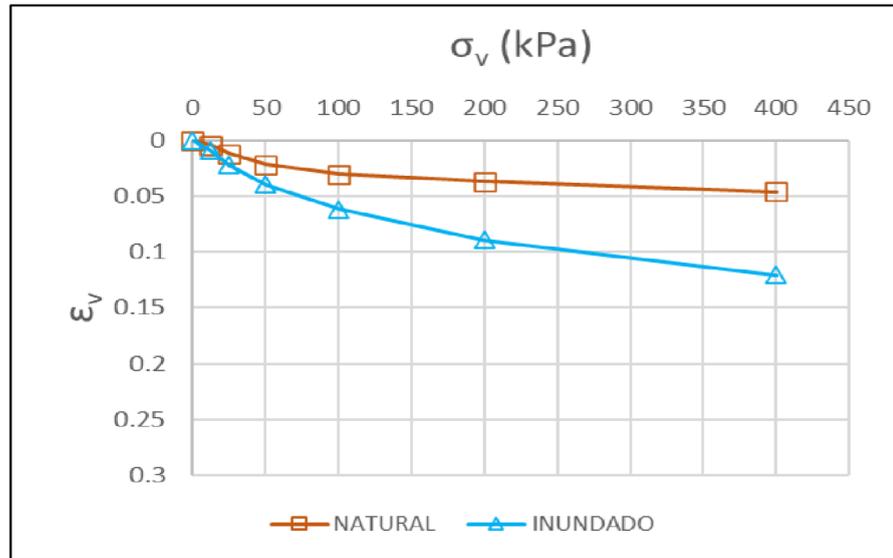
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 4.9 – Resultados do Ponto 02



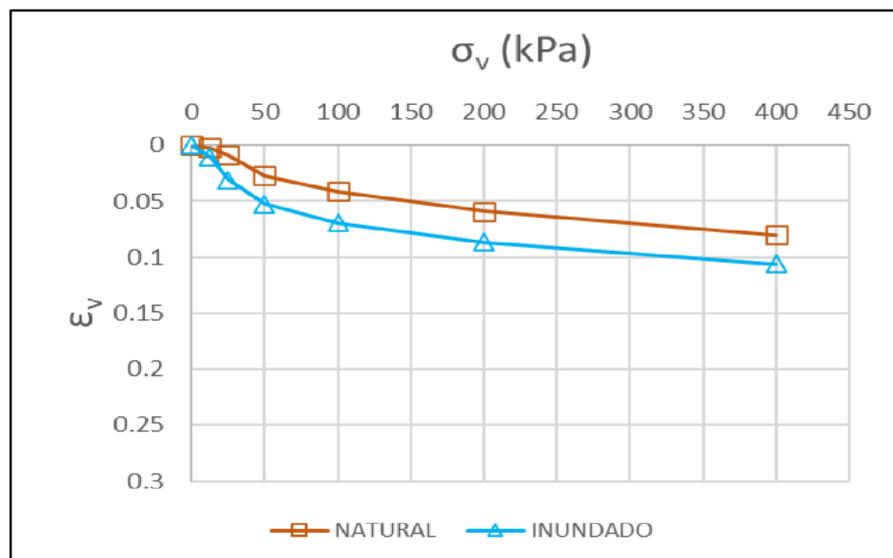
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 4.10 – Resultados do Ponto 03



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 4.11 – Resultados do Ponto 04



Fonte: Elaborado pelo autor

Observa-se que, tanto para o solo ensaiado em sua umidade de compactação quanto para as amostras ensaiadas inundadas, há uma diminuição das deformações quando melhora-se a compactação (maior umidade e menor densidade seca aparente).

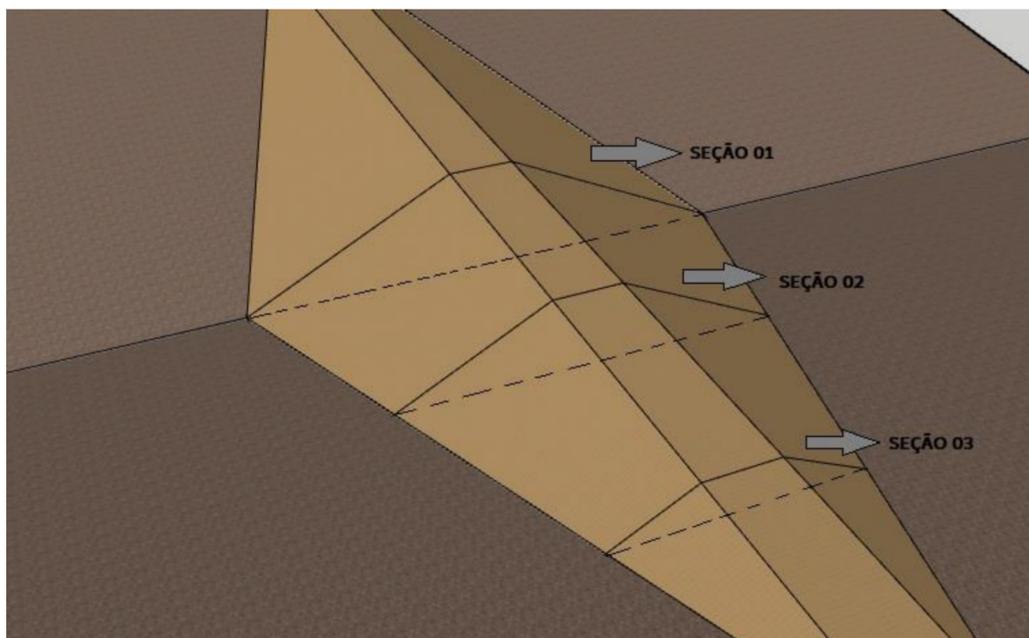
5 MODELAGEM NUMÉRICA

Nesse capítulo expõe-se os resultados obtidos nas simulações feitas com o programa UNSTRUCT. Para isso, os dados dos ensaios de laboratório realizados com a amostra recolhida da barragem Piaus foram utilizados como parâmetros de entrada do solo. Ressalta-se que o solo ensaiado classifica-se como SC (areia argilosa) conforme exposto no Capítulo 04, através da granulometria e limites de consistência. Esse tipo de solo é comumente utilizado em barragens de terra do Nordeste e foi escolhido a fim de tornar a análise mais representativa possível.

Considerou-se uma barragem de terra, com calha do rio em “v” (ou seja, as seções transversais da barragem vão diminuindo partindo-se da seção transversal central máxima em direção às ombreiras). A calha do rio (base da barragem) foi considerada uma fundação impermeável e incompressível. Foram então escolhidas três seções para estudo: Seção 01 (máxima da barragem), Seção 02 e Seção 03 (intermediárias), conforme ilustra a Figura 5.1.

Para uma mesma seção, também foram consideradas diferentes configurações, variando-se os materiais componentes do maciço, suas deformabilidades conforme posição na curva de compactação e presença de elementos drenantes, analisando os diferentes níveis de colapso experimentados para cada uma dessas configurações consideradas.

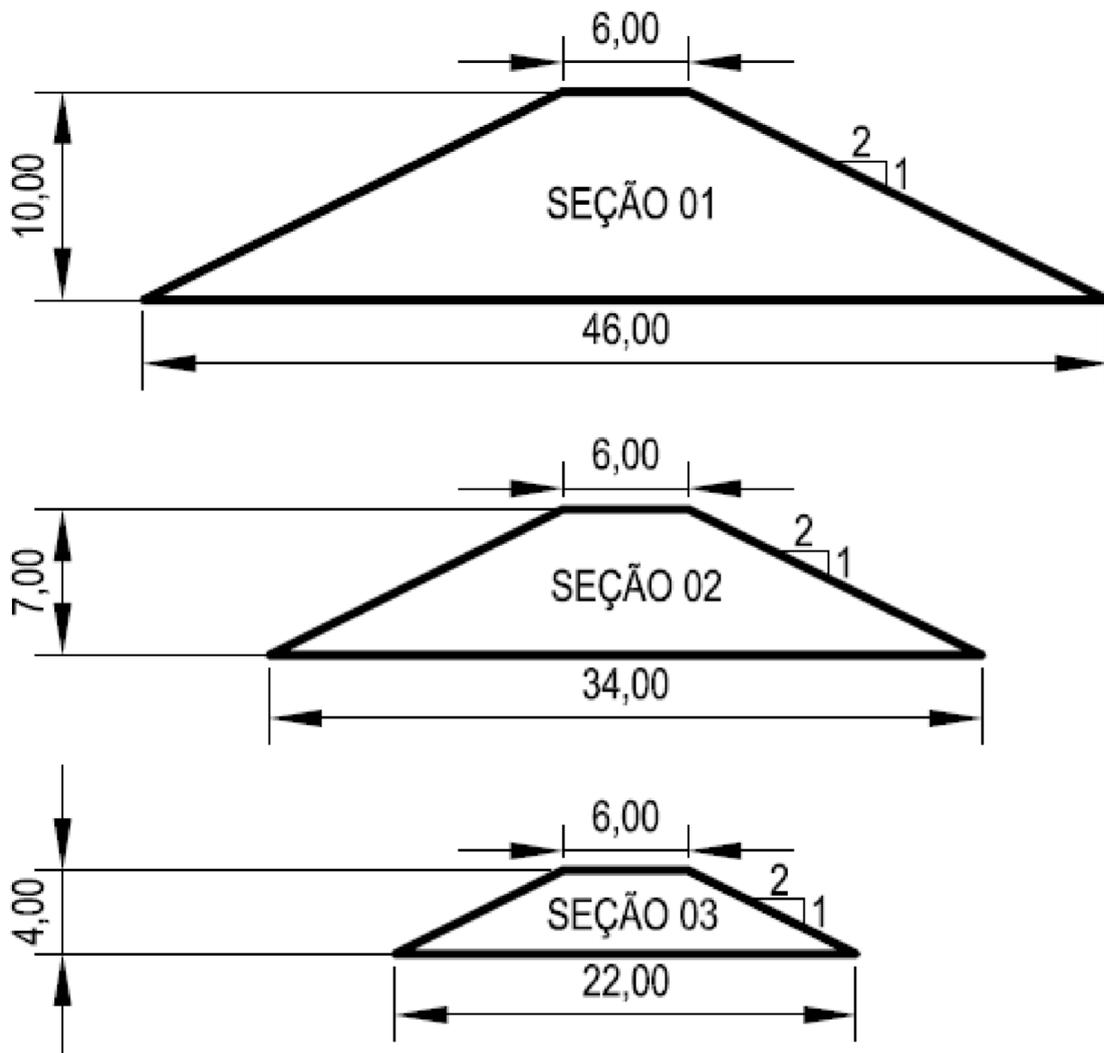
Figura 5.1 – Corpo da barragem analisada



Fonte: Elaborado pelo autor

Os taludes de montante e jusante possuem inclinação de 1V:2H. A distância longitudinal do início ao fim da barragem é de 200,00 m. As alturas das três seções são 10,00; 7,00 e 4,00 metros, para as seções 01, 02 e 03, respectivamente. A análise das deformações de cada seção será realizada para um nível de água máximo (dois metros abaixo da cota de coroamento). As três seções escolhidas são mostradas na Figura 5.2:

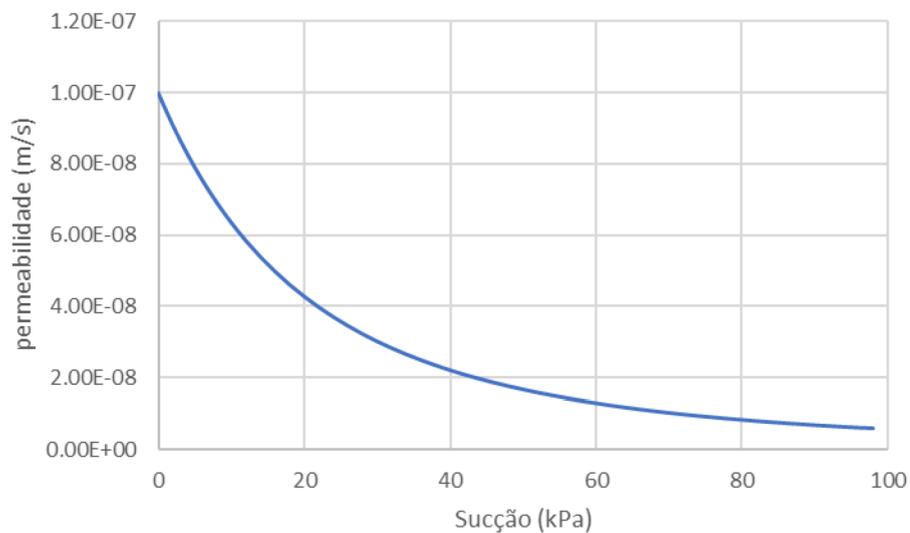
Figura 5.2 – Seções estudadas



Fonte: Elaborado pelo autor

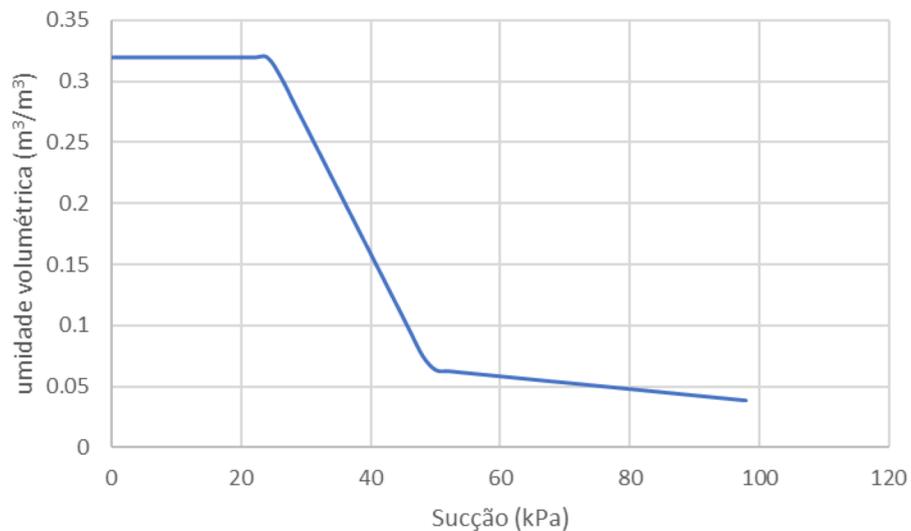
No presente trabalho, buscou-se evidenciar as alterações causadas no estado final de tensão/deformação de uma barragem, após enchimento, alterando-se a rigidez do solo utilizado, não contemplando a mudança de variáveis tais como curva de retenção e curva de condutividade hidráulica. Com isso, as curvas citadas utilizadas foram sempre as mesmas em todas as análises realizadas e foram definidas pelo programa Slide, retirado de seu banco de dados, que fornece curvas típicas para variados tipos de solos. A curva de permeabilidade pode ser visualizada na Figura 5.3 e a curva de retenção na Figura 5.4:

Figura 5.3 – Curva de condutividade hidráulica das análises realizadas



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.4 – Curva de retenção das análises realizadas



Fonte: Elaborado pelo autor

5.1 Influência da posição na curva de compactação

A primeira análise realizada diz respeito a conferir os diferentes níveis de deformações experimentados por uma barragem de terra, variando-se a rigidez do solo ao longo da curva normal de compactação.

Considerou-se que a energia utilizada na compactação pelos equipamentos de campo está bem representada pela energia normal do ensaio de compactação. Portanto, a variação da análise ao longo do ramo seco acontece devido às diferentes quantidades de água utilizadas em cada compactação e respectivas densidades secas obtidas para cada umidade.

Utilizou-se nessa análise, a Seção 01 (máxima) e homogênea (somente um material e sem elemento drenante), variando-se os parâmetros do solo encontrados no Capítulo 04: dados de compactação e deformações edométricas da curva ajustada.

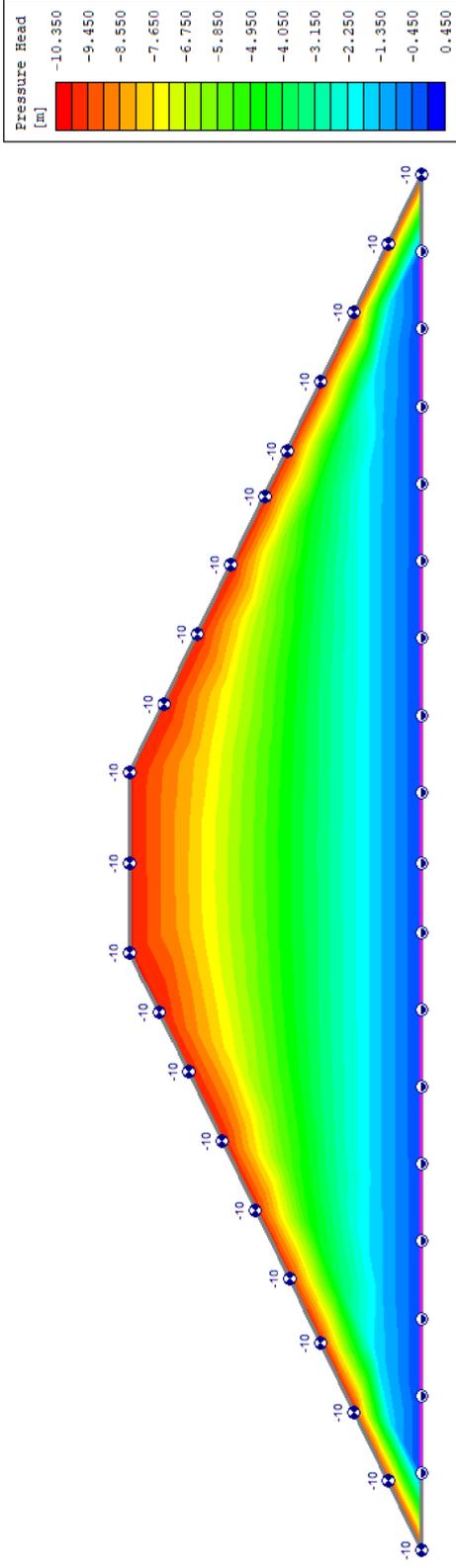
Conforme já citado, optou-se por não variar os parâmetros de permeabilidade do solo e de sucção, com as diferentes posições na curva de compactação, embora na prática, essas alterações existam, de fato. Essa escolha deve-se ao objetivo principal do trabalho que é avaliar a influência da variação de rigidez nas deformações de colapso.

Dessa forma, independente das condições de compactação do solo (posição no ramo seco) considerou-se a mesma condição inicial e final de rede de fluxo, demonstradas nas Figuras 5.5 e 5.6. A condição inicial (Figura 5.5) acontece ao término de construção da barragem, antes do enchimento do lago, onde considerou-se o nível da água coincidindo com a base da barragem e uma pressão negativa de -100 kPa na superfície exposta (estimada). Após o enchimento do lago a montante e posterior estabilização do fluxo, tem-se a condição final estacionária (Figura 5.6).

Considerando, então, essa situação inicial e final de poropressões e alterando-se os módulos de deformação conforme os resultados obtidos em ensaio edométricos, no capítulo 04, tem-se como resultado as deformações de colapso para as quatro análises (uma para cada condição de compactação).

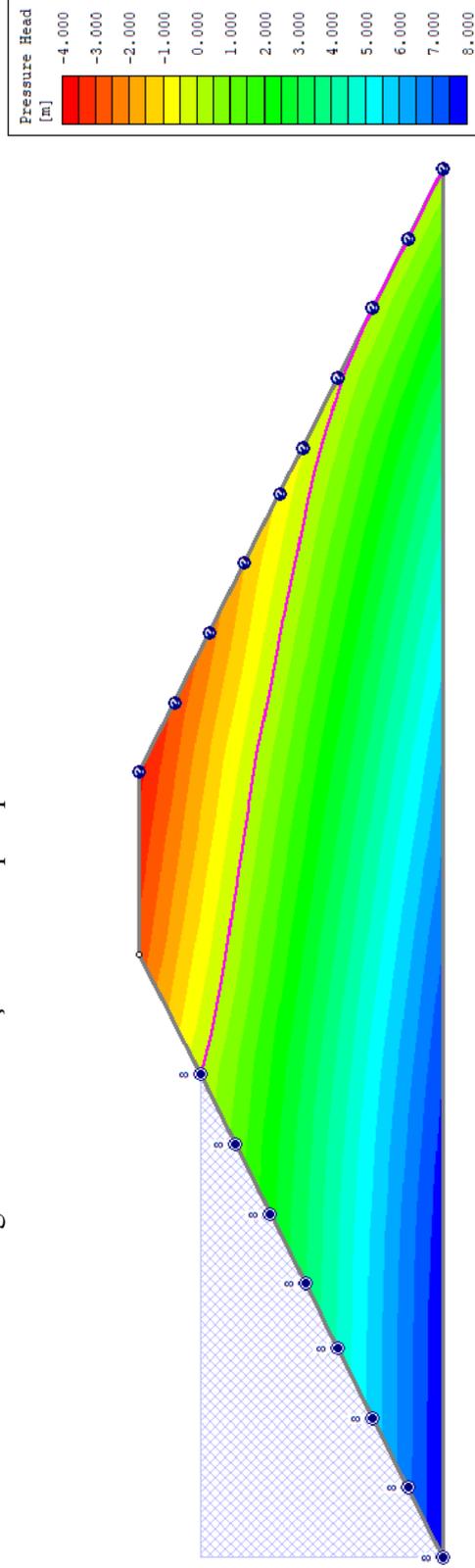
O contorno da barragem deformada após enchimento, variando-se o solo na posição na curva de compactação (Pontos 01, 02, 03 e 04), com deformações aumentadas em dez vezes, está mostrado na Figura 5.7. Os resultados individuais, com as malhas indeformadas, sobrepostas das respectivas deformadas após o enchimento, também com deformações multiplicadas por dez, são mostradas nas Figuras 5.8, 5.9, 5.10 e 5.11.

Figura 5.5 – Condição inicial de poropressões



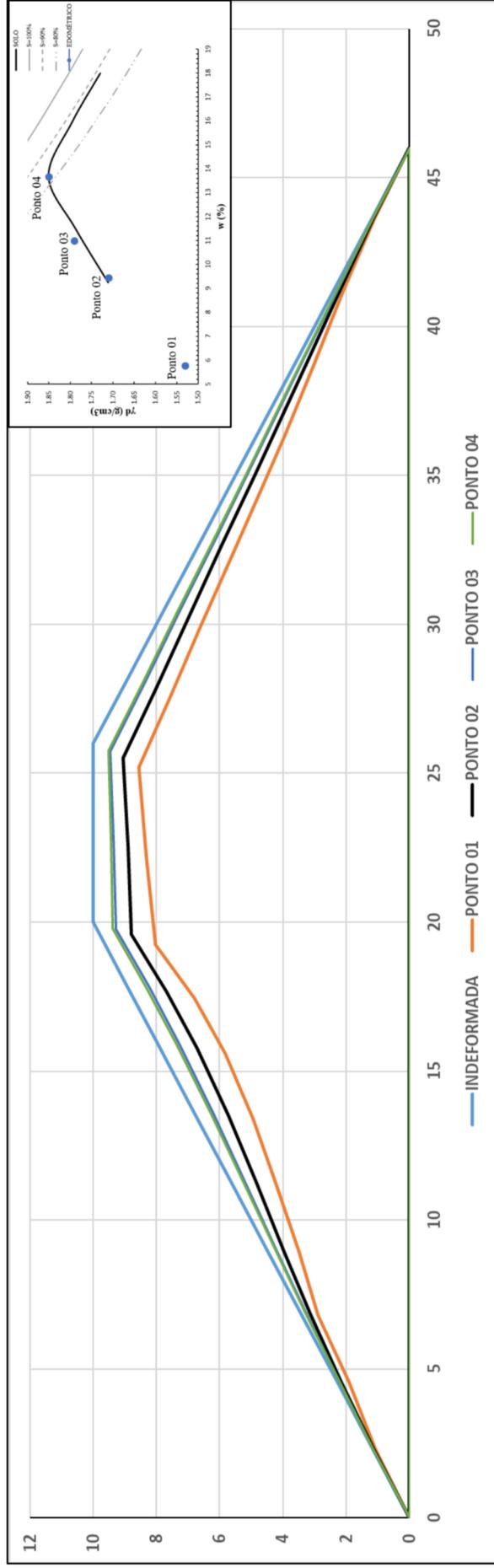
Fonte: Autor.

Figura 5.6 – Condição final de poropressões



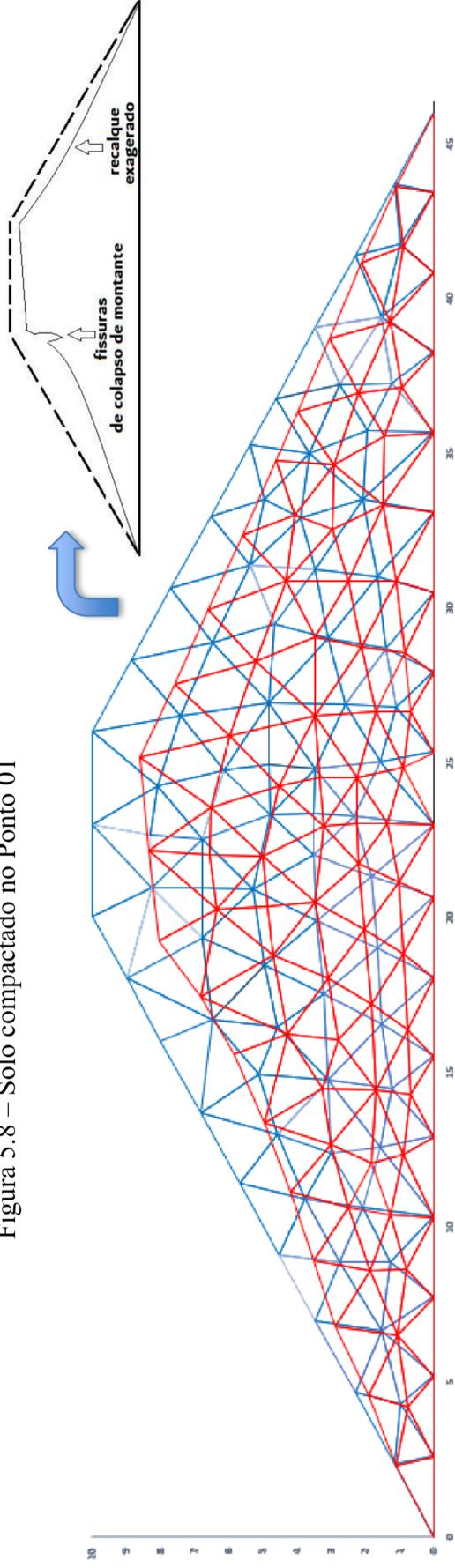
Fonte: Autor.

Figura 5.7 – Contorno da barragem deformada (pontos 01, 02, 03 e 04)



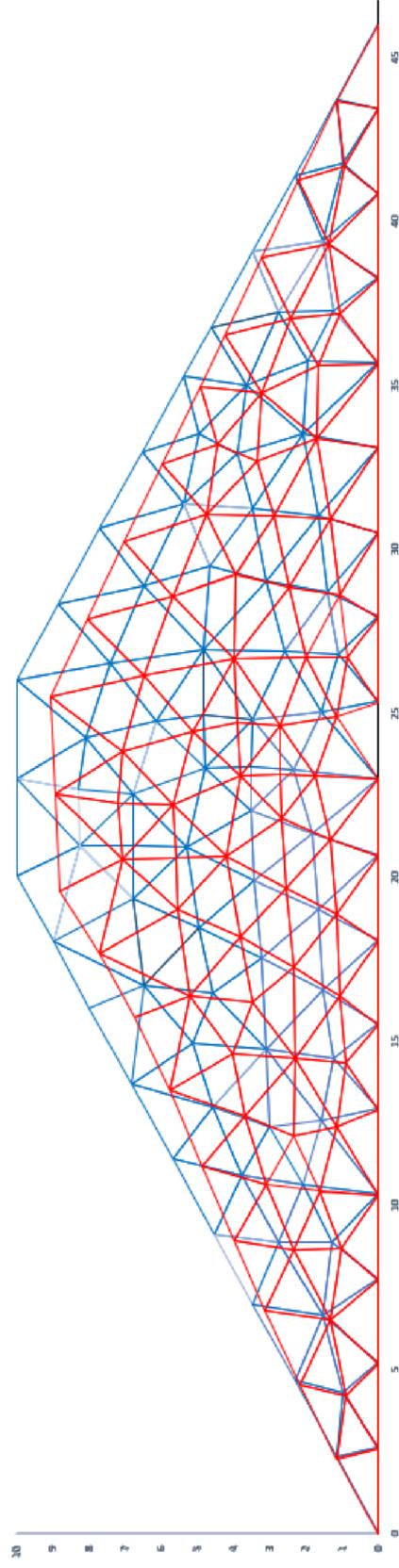
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.8 – Solo compactado no Ponto 01



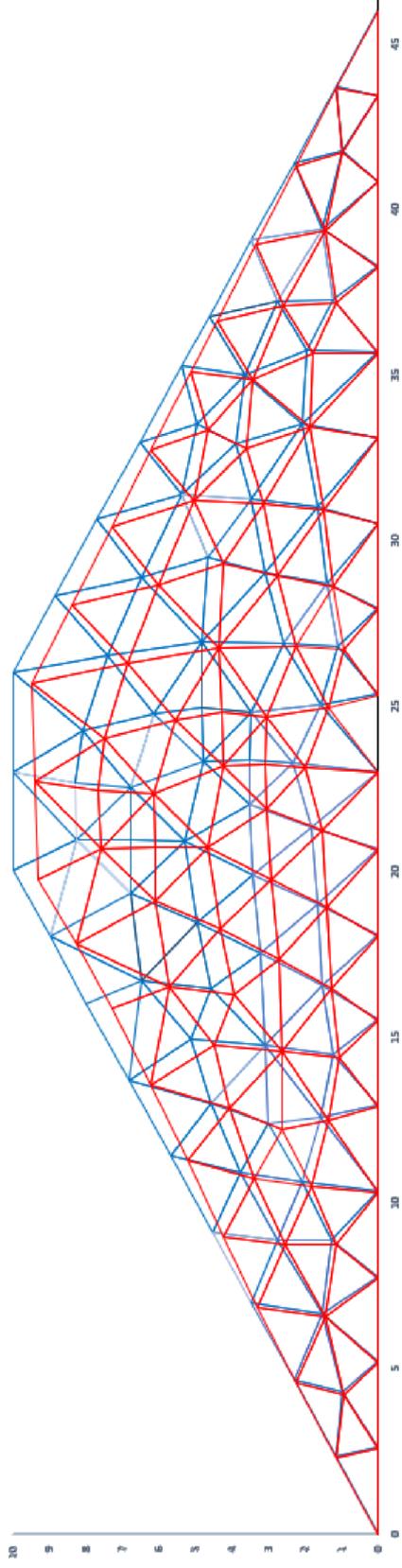
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.9 – Solo compactado no Ponto 02



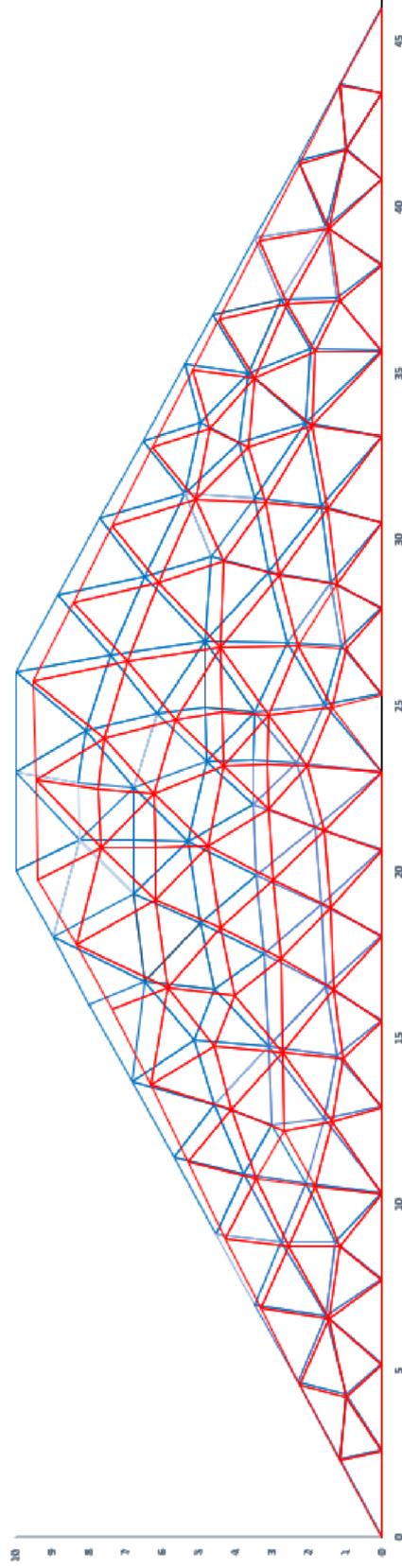
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.10 – Solo compactado no Ponto 03



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.11 – Solo compactado no Ponto 04

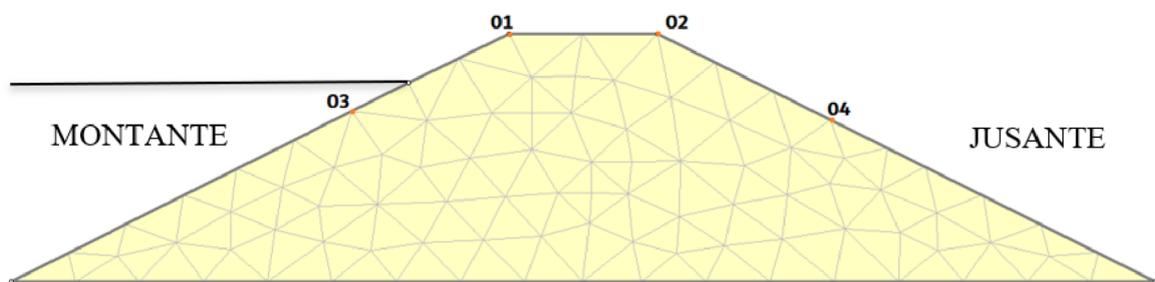


Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se, pela Figura 5.7, que no ramo seco da curva de compactação, há uma tendência de diminuição nas deformações de colapso conforme aproxima-se da umidade ótima (Ponto 04). No entanto, o solo compactado no Ponto 03 do ramo seco (umidade 2,68% abaixo da ótima) também se mostrou bastante eficiente, com deformações praticamente iguais às do solo compactado na umidade ótima.

A tabela 5.1 mostra o deslocamento vertical de alguns nós específicos para as diferentes posições na curva de compactação. Os nós estão representados na Figura 5.12.

Figura 5.12 – Representação de nós



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 5.1 – Deslocamentos de nós (cm)

	Ponto 01 $\gamma_d = 1,53$	Ponto 02 $\gamma_d = 1,71$	Ponto 03 $\gamma_d = 1,79$	Ponto 04 $\gamma_d = 1,85$
Nó 01	19,6	12,2	7,1	6,2
Nó 02	14,4	9,5	5,5	4,8
Nó 03	19,1	11,1	6,4	5,6
Nó 04	9,5	5,8	3,4	3,0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se que há uma tendência de maiores deslocamentos no espaldar de montante, o que é coerente com o fato de ser essa a região do maciço em que há maior aumento de quantidade de água nos elementos após a estabilização da percolação (condição estacionária) e conseqüente maior redução nos módulos de deformação (perda de rigidez).

As deformações da porção montante sugerem a formação de trincas nessa porção do maciço, devido a diferença de deslocamentos entre a parte colapsada e o solo vizinho, conforme indicado na Figura 5.6 (a de maiores deformações).

Conforme exposto, conclui-se que quanto maior a umidade de compactação do solo, no ramo seco e para uma mesma energia, há a tendência de diminuição de zonas potenciais de fissuras.

5.2 Análise transiente ao longo do perfil longitudinal

A utilização do programa Slide (determinação do fluxo e poropressões) juntamente com o UNSTRUCT permite avaliar a influência do tempo de enchimento da barragem no desenvolvimento de deformações causadas pelo colapso do solo devido a mudança na rigidez ocorrida com a alteração da umidade.

Dessa forma, conhecendo-se a variação temporal do nível do reservatório pode-se tomar a configuração das poropressões de um tempo qualquer desejado e calcular as deformações do maciço neste momento específico.

Outro fator que pode ser avaliado são as distorções que podem ocorrer ao longo do perfil longitudinal devido a deformações não uniformes nas diferentes seções que se apresentam ao longo do maciço, uma vez que a geometria da seção tem grande influência nos deslocamentos dos nós da malha simulada.

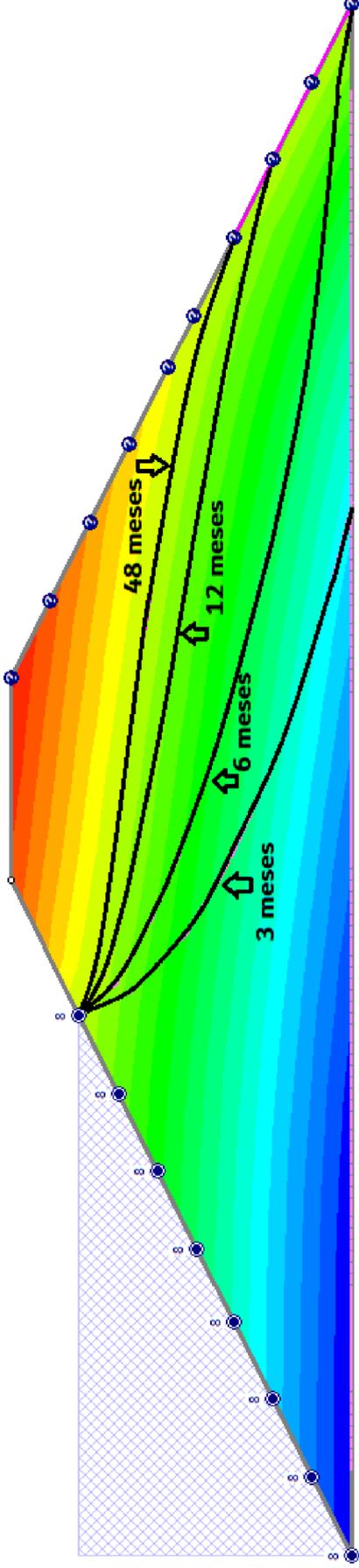
Realizou-se, portanto, uma análise das três seções escolhidas da barragem (Seção 01, 02 e 03), considerando-a ainda homogênea (apenas um material e sem elemento drenante) e analisando as deformações ao longo de quatro tempos após o enchimento completo da barragem: 3 meses, 6 meses, 12 meses e 48 meses. Essa análise foi feita, ainda, variando-se a condição do solo compactado ao longo do ramo seco da curva de compactação.

Novamente, optou-se por não variar os parâmetros de permeabilidade e de curva de retenção com as variações de compactação. Portanto, para qualquer ponto considerado da curva de compactação, a evolução da percolação de água ao longo dos tempos considerados será o mesmo para uma determinada seção constante.

Foi considerado, também, que a barragem teve seu enchimento total realizado de maneira imediata. A variação ao longo do tempo, na análise, ficou, então, por conta da consideração da percolação através do corpo da barragem, que ocorre de maneira gradual até se atingir uma condição estacionária.

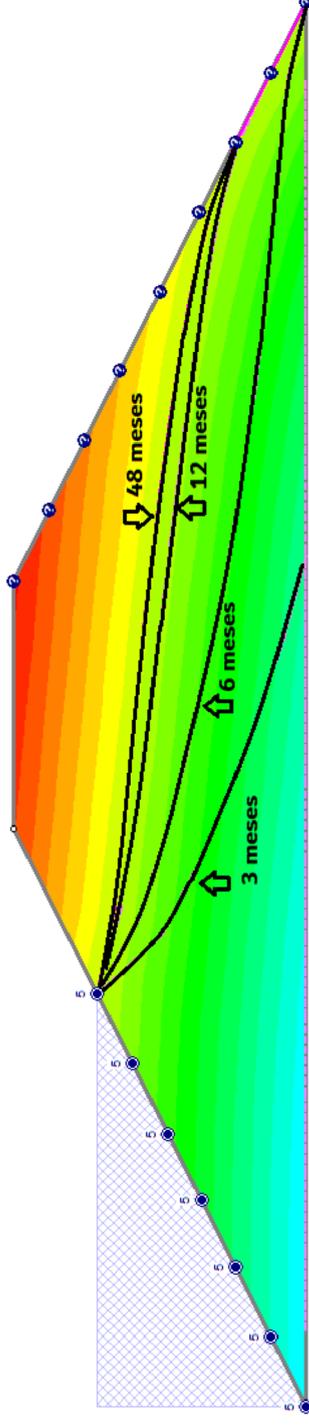
Os resultados da percolação, para as três seções consideradas, são mostrados nas Figuras 5.13, 5.14 e 5.15, onde, para cada seção, é mostrado o nível da água à pressão atmosférica para os tempos considerados (3, 6, 12 e 48 meses). Conhecidas as poropressões em cada seção e para cada tempo instantâneo a ser considerado, pode-se partir para as análises com o UNSTRUCT, onde variou-se, conforme já mencionado, as condições de compactação do solo, variando-se o peso específico seco ao longo do ramo seco da curva de compactação, simulando, portanto, solos compactados nos Pontos 01, 02, 03 e 04 do ensaio de compactação normal.

Figura 5.13 – Percolação na Seção 01 da barragem ao longo do tempo



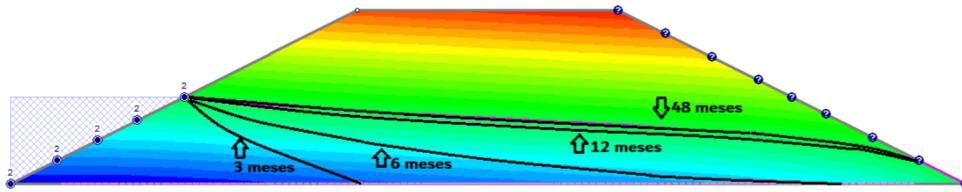
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.14 – Percolação na Seção 02 da barragem ao longo do tempo



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.15 – Percolação na Seção 03 da barragem ao longo do tempo

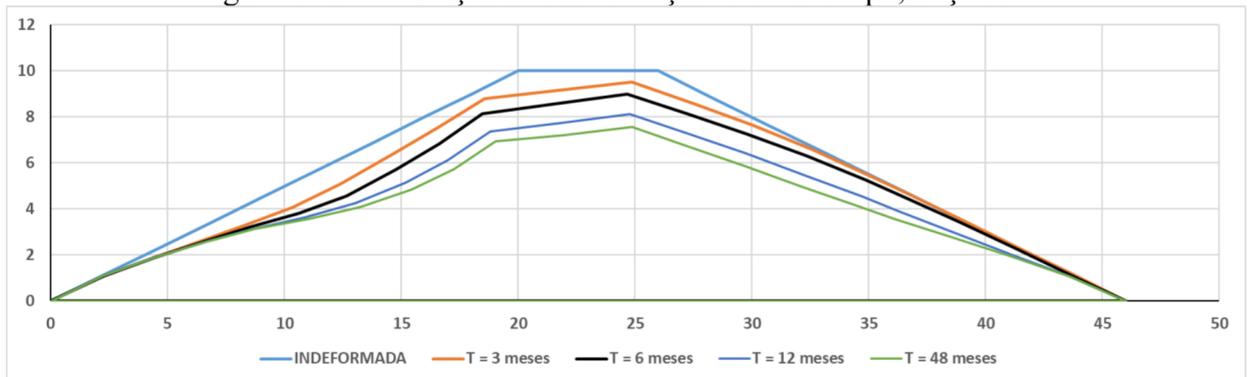


Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2.1 Solo compactado nas condições do Ponto 01 da curva de compactação

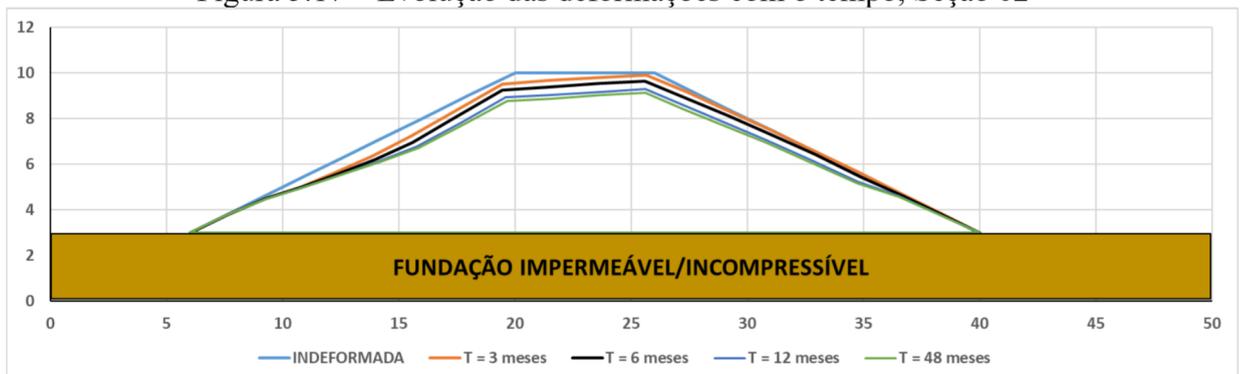
A evolução das deformações do contorno da barragem, ao longo do tempo, para cada seção, pode ser visualizada nas Figuras 5.16, 5.17 e 5.18, todas com deformações majoradas em 20 vezes. Observe que optou-se nas figuras citadas, por exibir o perfil desde a cota 0,00 m até a cota 12,00 m. Por isso, nas seções 02 e 03, aparece também parte da fundação na representação, visto que as ombreiras (fundação da barragem) vão se elevando da seção central até as extremidades longitudinais da barragem.

Figura 5.16 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 01



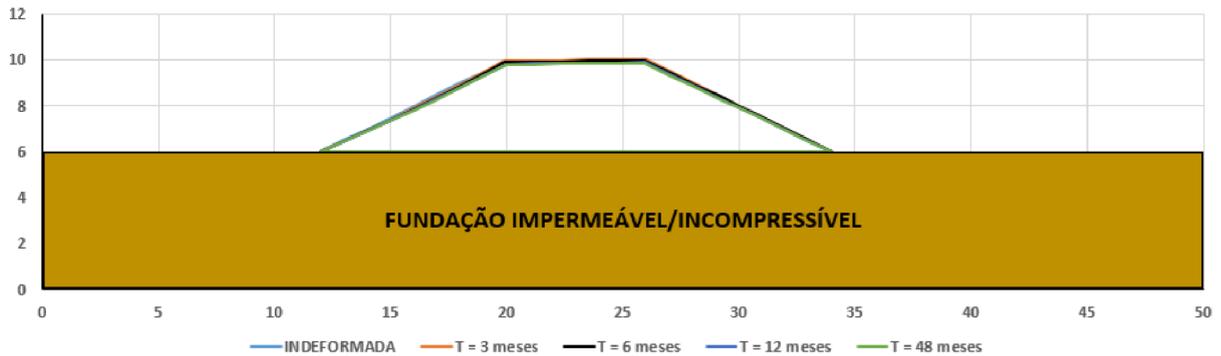
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.17 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 02



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.18 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 03



Fonte: Elaborado pelo autor

Nota-se, claramente, que as deformações ao longo do tempo são maiores quanto maiores forem as dimensões da seção analisada. Na Seção 01 (seção máxima) desenvolveu-se o maior colapso, enquanto que na seção 03, a menor analisada, as deformações são quase inexistentes, mesmo após 48 meses do enchimento.

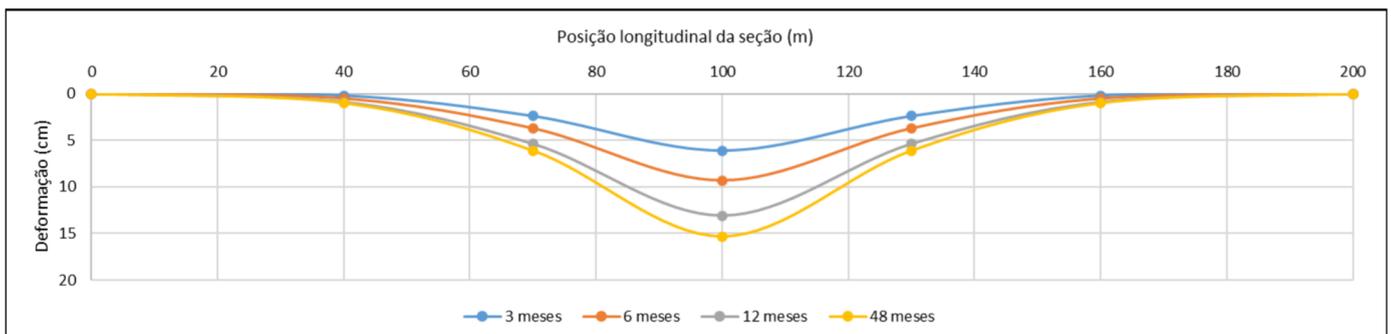
Para quantificar essa diferença de colapso ao longo do tempo e ao longo do perfil longitudinal (que mede 200,00 m), utilizou-se as deformações verticais experimentadas pelo nó da ponta montante (Nó 01, da Figura 5.12), indicadas na Tabela 5.2 em centímetros, e plotou-se um gráfico com as deformações de cada seção em cada instante considerado. Os resultados estão apresentados nas Figuras 5.19.

Tabela 5.2 – Deformações ao longo do perfil longitudinal (cm)

	Seção 1	Seção 2	Seção 3
3 meses	6,1	2,4	0,2
6 meses	9,3	3,7	0,5
12 meses	13,1	5,4	0,9
48 meses	15,3	6,1	1,0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.19 – Evolução das deformações ao longo do perfil longitudinal

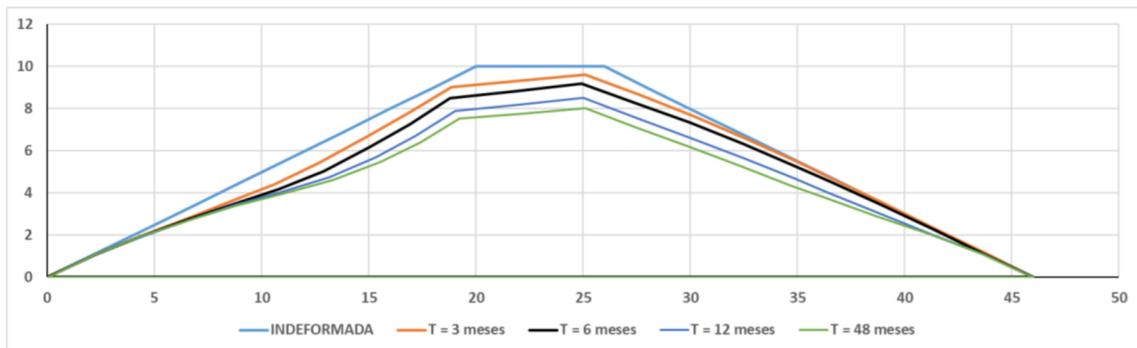


Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2.2 Solo compactado nas condições do Ponto 02 da curva de compactação

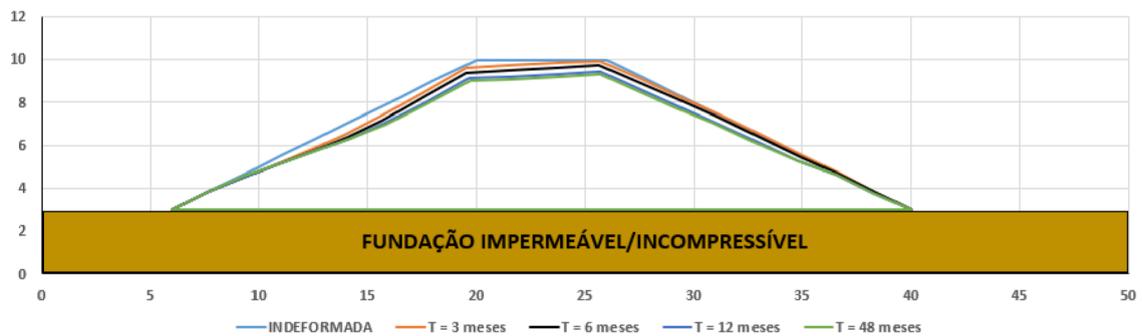
A evolução das deformações do contorno da barragem, ao longo do tempo, para cada seção, pode ser visualizada nas Figuras 5.20, 5.21 e 5.22, todas com deformações majoradas em 20 vezes:

Figura 5.20 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 01



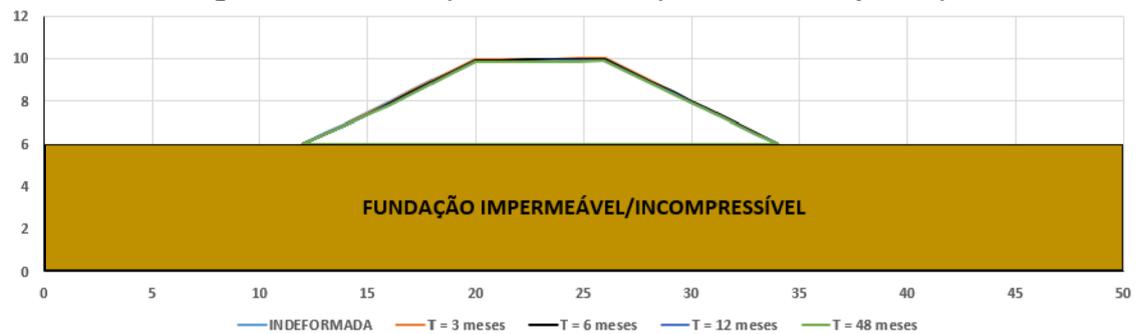
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.21 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 02



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.22 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 03



Fonte: Elaborado pelo autor

Nota-se novamente que as deformações ao longo do tempo são maiores quanto maiores sejam as dimensões da seção analisada. Na Seção 01 (seção máxima) desenvolveu-se o maior colapso, enquanto que na seção 03, a menor analisada, as deformações são quase inexistentes, mesmo após 48 meses do enchimento.

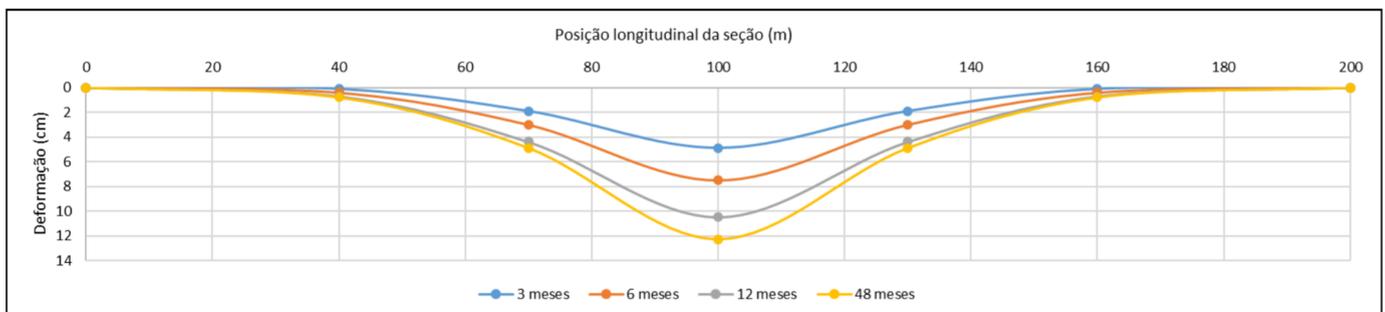
Para quantificar essa diferença de colapso ao longo do tempo e ao longo do perfil longitudinal (que mede 200,00 m), utilizou-se as deformações verticais experimentadas pelo nó da ponta montante (Nó 01, da Figura 5.12), indicadas na Tabela 5.3 em centímetros, e plotou-se um gráfico com as deformações de cada seção em cada instante considerado. Os resultados estão apresentados nas Figuras 5.23.

Tabela 5.3 – Deformações ao longo do perfil longitudinal (cm)

	Seção 1	Seção 2	Seção 3
3 meses	4,9	1,9	0,1
6 meses	7,5	3,0	0,4
12 meses	10,5	4,4	0,7
48 meses	12,3	4,9	0,8

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.23 – Evolução das deformações ao longo do perfil longitudinal



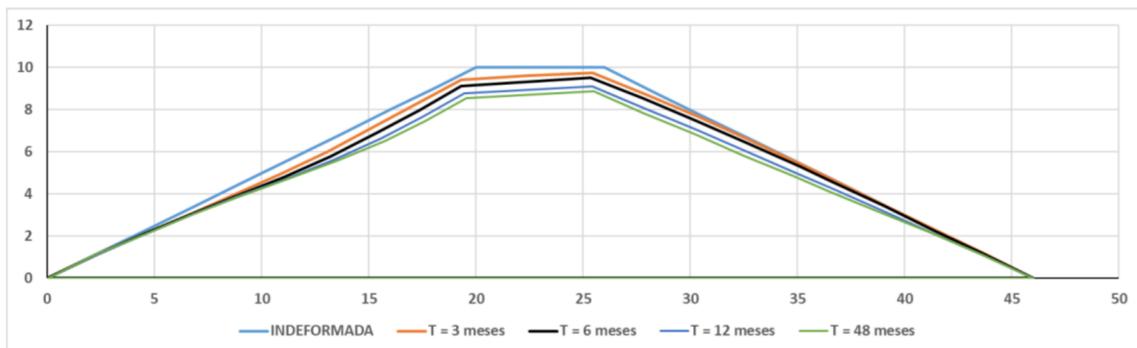
Fonte: Elaborado pelo autor

Nota-se, também, que mesmo após 12 meses do primeiro enchimento da barragem, as deformações ainda continuaram ocorrendo. A maior seção (Seção 01) aumentou a deformação vertical de 10,5 cm ($t = 12$ meses), para uma deformação de 12,3 cm na condição estacionária ($t = 48$ meses). Isso pode ser uma possível justificativa de fissuras que ocorrem em barragens mesmo depois de longos períodos após o primeiro enchimento.

5.2.3 Solo compactado nas condições do Ponto 03 da curva de compactação

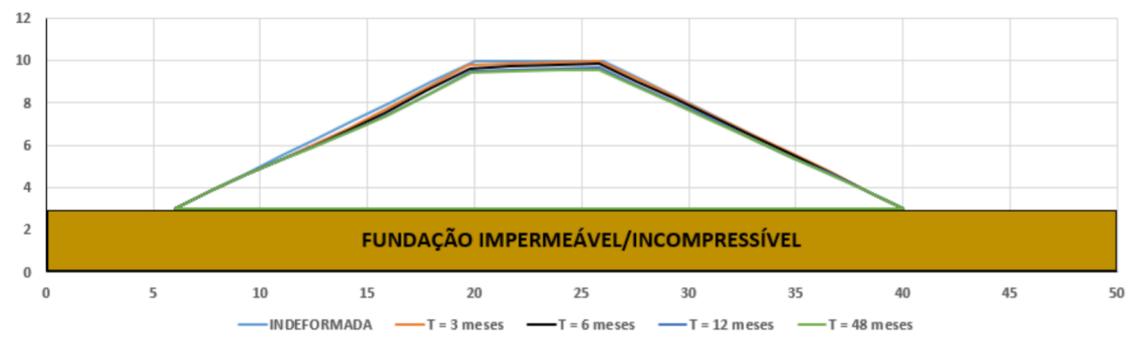
A evolução das deformações do contorno da barragem, ao longo do tempo, para cada seção, pode ser visualizada nas Figuras 5.24, 5.25 e 5.26, todas com deformações majoradas em 20 vezes:

Figura 5.24 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 01



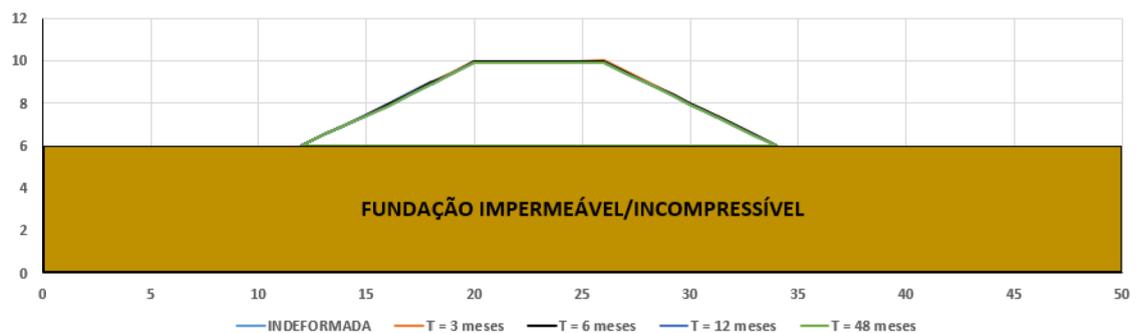
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.25 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 02



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.26 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 03



Fonte: Elaborado pelo autor

Nota-se, novamente, que as deformações ao longo do tempo são maiores quanto maiores sejam as dimensões da seção analisada. Na Seção 01 (seção máxima) desenvolveu-se o maior colapso, enquanto que na seção 03, a menor analisada, as deformações são quase inexistentes, mesmo após 48 meses do enchimento.

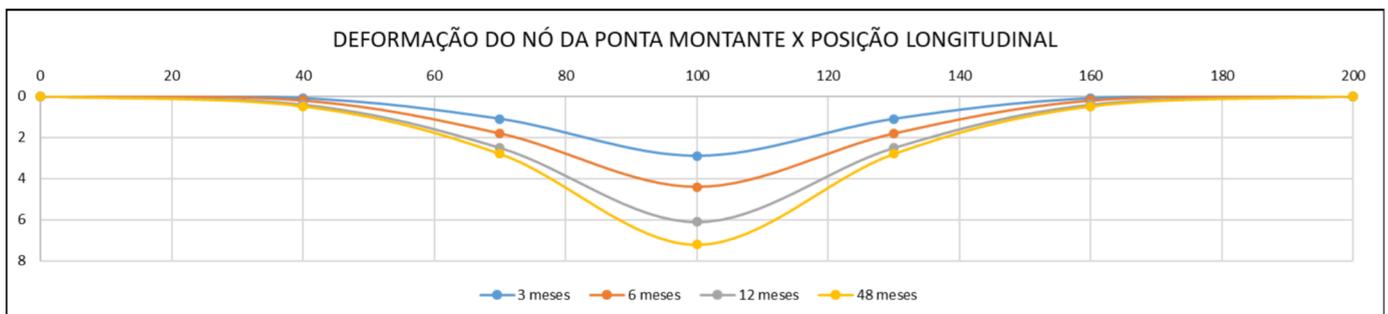
Para quantificar essa diferença de colapso ao longo do tempo e ao longo do perfil longitudinal (que mede 200,00 m), utilizou-se as deformações verticais experimentadas pelo nó da ponta montante (Nó 01, da Figura 5.12), indicadas na Tabela 5.4, em centímetros, e plotou-se um gráfico com as deformações de cada seção em cada instante considerado. Os resultados estão apresentados nas Figuras 5.27.

Tabela 5.4 – Deformações ao longo do perfil longitudinal (cm)

	Seção 1	Seção 2	Seção 3
3 meses	2,9	1,1	0,1
6 meses	4,4	1,8	0,2
12 meses	6,1	2,5	0,4
48 meses	7,2	2,8	0,5

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.27 – Evolução das deformações ao longo do perfil longitudinal



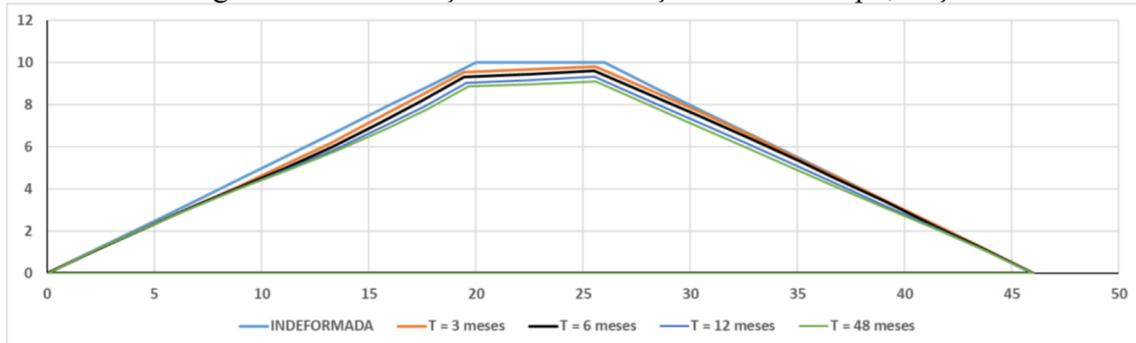
Fonte: Elaborado pelo autor.

Nota-se, também, que mesmo após 12 meses do primeiro enchimento da barragem, as deformações ainda continuaram ocorrendo. A maior seção (Seção 01) aumentou a deformação vertical de 6,1 cm ($t = 12$ meses), para uma deformação de 7,2 cm na condição estacionária ($t = 48$ meses).

5.2.4 Solo compactado nas condições do Ponto 04 da curva de compactação

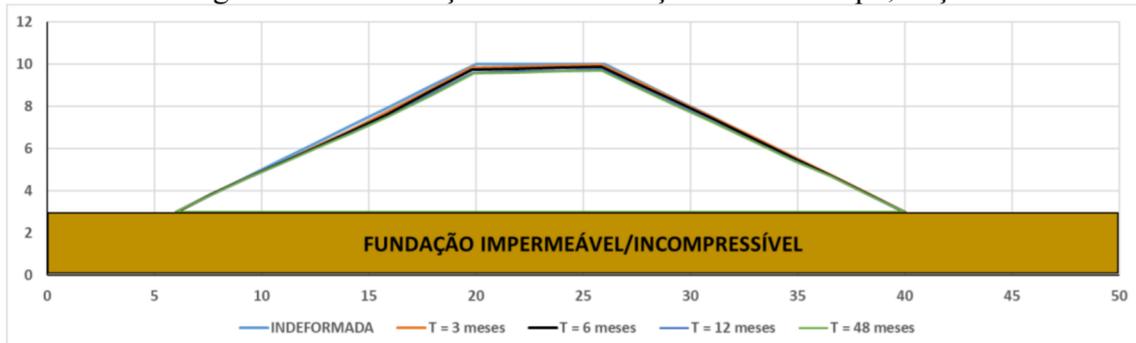
A evolução das deformações do contorno da barragem, ao longo do tempo, para cada seção, com o solo nas condições do Ponto 04 da curva de compactação, pode ser visualizada nas Figuras 5.28, 5.29 e 5.30, todas com deformações majoradas em 20 vezes:

Figura 5.28 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 01



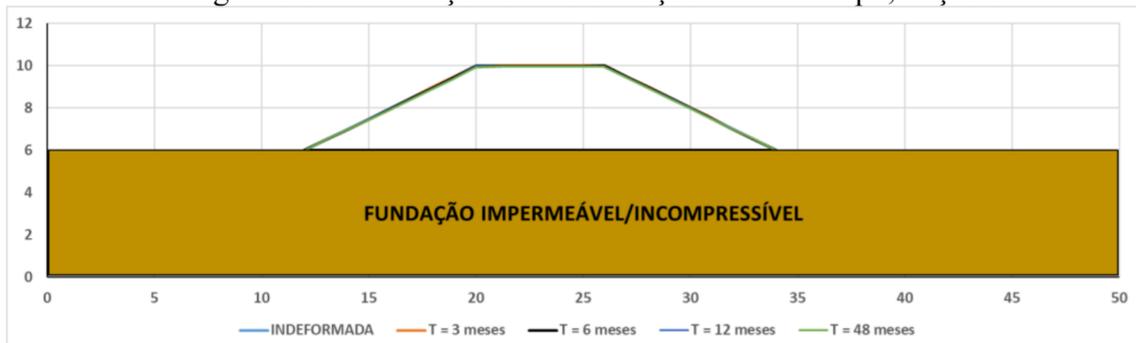
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.29 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 02



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.30 – Evolução das deformações com o tempo, Seção 03



Fonte: Elaborado pelo autor

Nota-se, novamente, que as deformações ao longo do tempo são maiores quanto maiores sejam as dimensões da seção analisada. Na Seção 01 (seção máxima) desenvolveu-se

o maior colapso, enquanto que na seção 03, a menor analisada, as deformações são quase inexistentes, mesmo após 48 meses do enchimento.

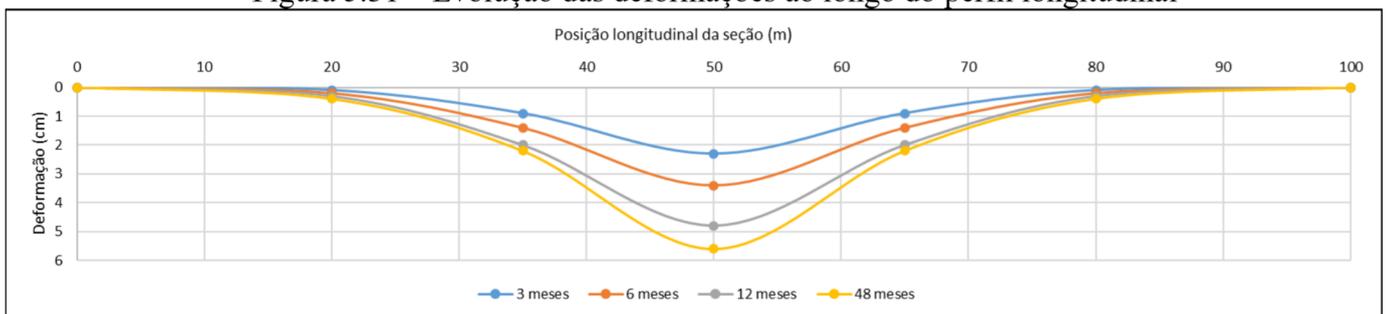
Para quantificar essa diferença de colapso ao longo do tempo e ao longo do perfil longitudinal, utilizou-se as deformações verticais experimentadas pelo nó da ponta montante (Nó 01, da Figura 5.12), indicadas na Tabela 5.5, em centímetros, e plotou-se um gráfico com as deformações de cada seção em cada instante considerado (Figura 5.31).

Tabela 5.5 – Deformações ao longo do perfil longitudinal (cm)

	Seção 1	Seção 2	Seção 3
3 meses	2,3	0,9	0,1
6 meses	3,4	1,4	0,2
12 meses	4,8	2,0	0,3
48 meses	5,6	2,2	0,4

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.31 – Evolução das deformações ao longo do perfil longitudinal

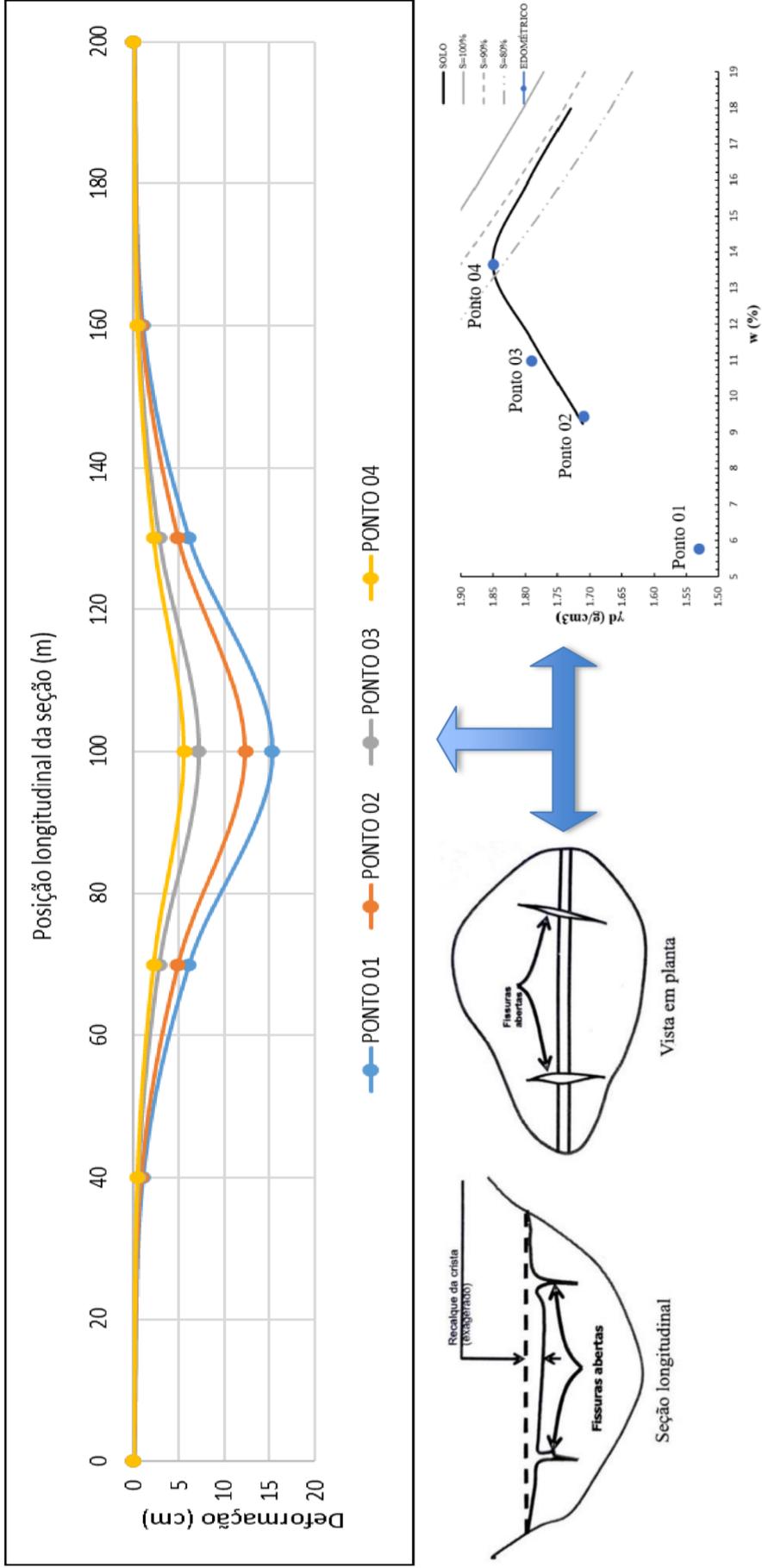


Fonte: Elaborado pelo autor

Nota-se, também, que mesmo após 12 meses do primeiro enchimento da barragem, as deformações ainda continuaram aumentando. A maior seção (Seção 01) aumentou a deformação vertical de 4,8 cm ($t = 12$ meses), para uma deformação de 5,6 cm na condição estacionária ($t = 48$ meses). Vale ressaltar que caso a curva de condutividade hidráulica fosse alterada nas análises, haveria a possibilidade desse tempo de estabilização ser ainda maior para solos mais compactos, visto que, como já visto no Capítulo 02, a permeabilidade de um solo diminui conforme eleva-se o teor de umidade de compactação (no ramo seco) e consequente aumento da densidade seca.

Nota-se, no geral, que as deformações ao longo do eixo longitudinal da barragem dependem diretamente das condições de compactação consideradas na análise. A Figura 5.32 mostra as deformações das seções ao longo do eixo longitudinal, para as diferentes compactações (Ponto 01, 02, 03 e 04), para o tempo $T = 48$ meses (condição estacionária):

Figura 5.32 – Deformações ao longo do eixo longitudinal para diferentes compactações



Fonte: Elaborado pelo autor

5.2.5 Análise das distorções para as diferentes condições de compactação

Pode-se calcular para cada estado de compactação do solo (Pontos 01, 02, 03 e 04) as distorções experimentadas entre seções adjacentes, dividindo-se a diferença de deformação ocorrida pela distância entre as seções. A tabela 5.6 mostra as distorções (cm/100m) calculadas para $T = 48$ meses:

Tabela 5.6 – Distorções entre seções da barragem

	Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03	Ponto 04
Seção 01/Seção 02	30,67	24,67	14,67	11,33
Seção 02/Seção 03	17,00	13,67	7,67	6,00
Seção 03/ Início	2,50	2,00	1,25	1,00

Fonte: Elaborado pelo autor

Observa-se que as maiores distorções ocorrem com o solo compactado com menor umidade e peso específico seco (Ponto 01 na curva de compactação) e que as distorções diminuem conforme melhora-se a compactação (aumenta-se a umidade e peso específico seco), sendo o Ponto 04 (umidade ótima) aquele com melhores resultados (menores distorções).

Isso significa que quanto menor a umidade de compactação, maiores as chances de surgirem fissuras transversais das do tipo indicadas na Figura 5.32.

Deve-se observar, pela Figura 5.32, que as diferenças de deformações são maiores nas seções maiores. Isso significa que para pequenas seções, mesmo utilizando solos compactados com menor densidade seca, isso não resultará em grandes diferenças de deformações quando comparando ao resultado obtido com solo mais bem compactado.

Por exemplo, tome-se a diferença entre os solos compactados no Ponto 01 (pior) e Ponto 04 (ponto ótimo). Na Seção 01, que é a maior, a deformação cai de 15,3 cm (com o pior solo) para 5,6 cm (melhor solo). Já na Seção 03 (a menor analisada), a deformação cai de 1,0 cm (pior solo) para 0,4 cm (melhor solo).

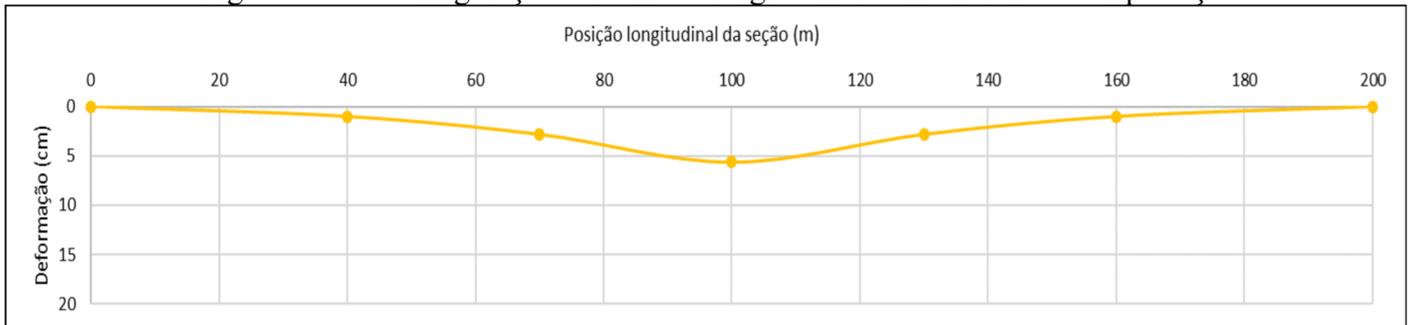
Isso pode sugerir, para barragens com variação no tamanho das seções, uma configuração em que as seções maiores são compactadas em condições melhores (próximo ao ponto ótimo) e a umidade de compactação vai decrescendo conforme aproxima-se das seções menores. Isso resultaria em economia do recurso água, já que condições menos compactadas apresentam resultados semelhantes aos encontrados em condições próximas à umidade ótima, conforme diminui-se a seção analisada. Isso acarretaria também em distorções menores.

Para analisar tal fato com os dados disponíveis, tome-se a barragem estudada, com 200,00 m de eixo longitudinal, compactada nas seguintes condições:

- Seção 01 (maior): Ponto 04 da curva de compactação (umidade ótima, $w = 13,66\%$);
- Seção 02 (intermediária): Ponto 02 da curva de compactação (umidade $4,23\%$ menor que a umidade ótima);
- Seção 03 (menor): Ponto 01 da curva de compactação (umidade $7,9\%$ abaixo da umidade ótima).

Isso resultaria na seguinte configuração deformada, mostrada na Figura 5.33:

Figura 5.33 – Configuração deformada longitudinal com diferentes compactações



Fonte: Elaborado pelo autor

As distorções entre seções, para essa nova configuração, são dadas na Tabela 5.7, onde observa-se que, com a nova configuração, a maior distorção experimentada (entre as seções 01 e 02) sofre uma redução de $11,33\text{cm}/100\text{m}$, para $9,33\text{cm}/100\text{m}$, quando comparando-se a uma barragem com mesma geometria e compactada inteiramente na umidade ótima.

Tabela 5.7 – Distorções entre seções da barragem proposta

Trecho	Distorção (cm/100m)
Seção 01/Seção 02	9,33
Seção 02/Seção 03	6,00
Seção 03/ Início	2,50

Fonte: Elaborado pelo autor

Ressalta-se que, embora não abordado no presente trabalho, outras alterações nas condições do solo ao longo do perfil longitudinal poderiam ser utilizadas de forma a tentar reduzir as distorções máximas apresentadas, tais como a utilização de solos diferentes ou o mesmo solo compactado com energia de compactação diferente.

5.3 Análise de barragem com sistema drenante

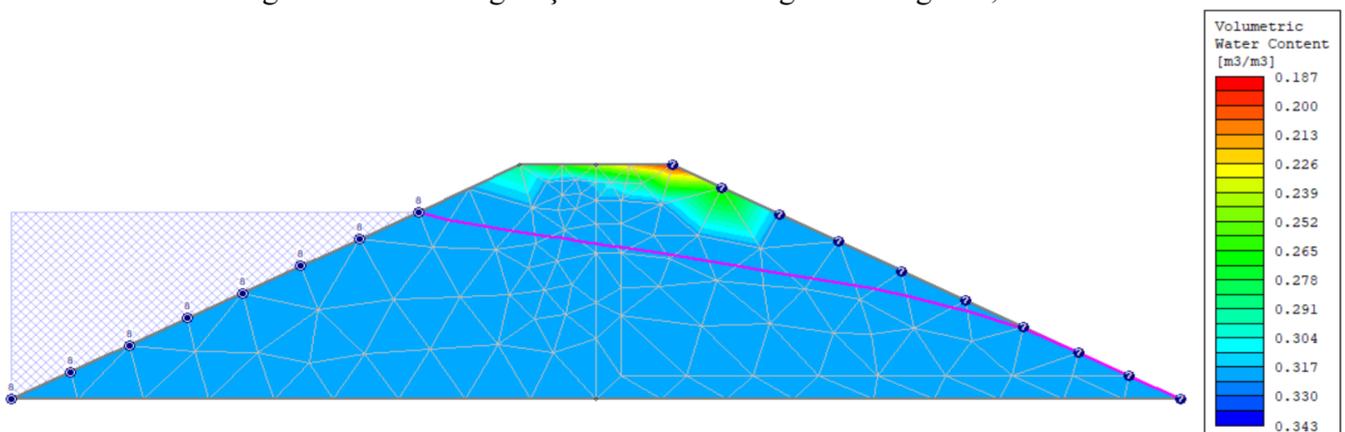
Outra configuração que pode ser analisada pelo programa UNSTRUCT é a utilização de elementos filtrantes na seção da barragem. Para isso, considerou-se a Seção 01 (seção máxima) e realizou-se uma análise considerando quatro situações:

1. Barragem construída com solo nas condições do Ponto 03 da curva de compactação. Homogênea. Sem filtro drenante.
2. Barragem construída com solo nas condições do Ponto 03 da curva de compactação. Com filtro drenante.
3. Barragem construída no espaldar montante com solo nas condições do Ponto 03 da curva de compactação e jusante nas condições do Ponto 02 da curva de compactação. Com filtro drenante.
4. Barragem construída no espaldar montante com solo nas condições do Ponto 03 da curva de compactação e jusante nas condições do Ponto 01 da curva de compactação. Com filtro drenante.

Essa análise se resume, portanto, a estudar o comportamento de uma barragem com e sem elemento de drenagem e, na condição de possuir elemento de filtro, variar as condições de compactação do espaldar de jusante.

A configuração de fluxo estacionário para a barragem homogênea (sem filtro, com montante e jusante nas condições do Ponto 03 de compactação) é mostrada na Figura 5.34:

Figura 5.34 – Configuração de fluxo barragem homogênea, sem filtro



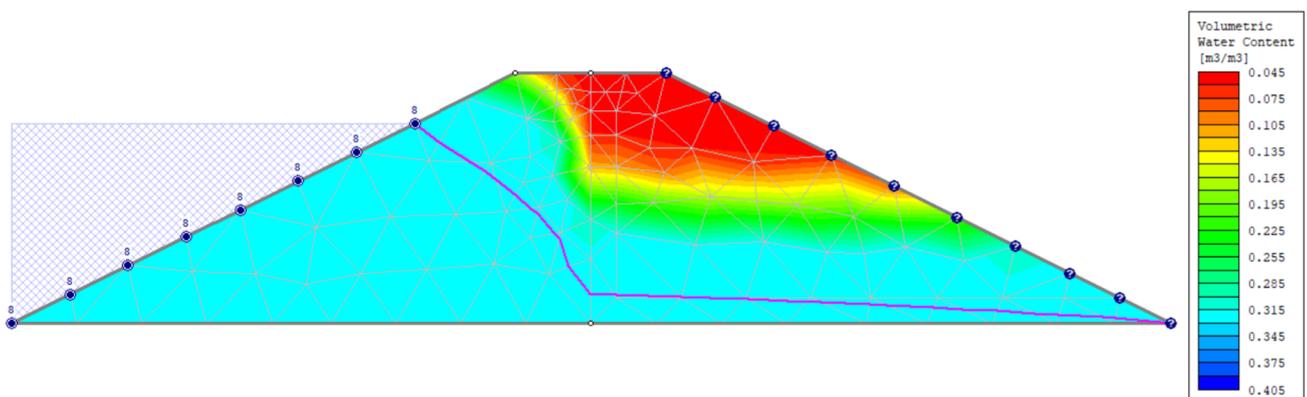
Fonte: Elaborado pelo autor

Já a configuração de fluxo estacionário para as barragens com filtro (com montante nas condições do Ponto 03 da curva de compactação e jusante variando nas condições do Ponto 03, 02 e 01 da curva de compactação) é mostrada na Figura 5.35.

Observa-se que as distribuições de poropressões são iguais, mesmo alterando-se as compactações, porque, novamente, não serão consideradas outras variáveis, tais como alteração da permeabilidade e curvas de retenção, sendo estas consideradas as mesmas para os solos nas variadas compactações consideradas.

Embora na prática essas condições sofram alterações (conforme já mostrado no Capítulo 03), busca-se, aqui nesse trabalho, focar e avaliar a importância das variações de rigidez, devido à variação de sucção, nas deformações apresentadas.

Figura 5.35 – Configuração de fluxo para as barragens com filtro

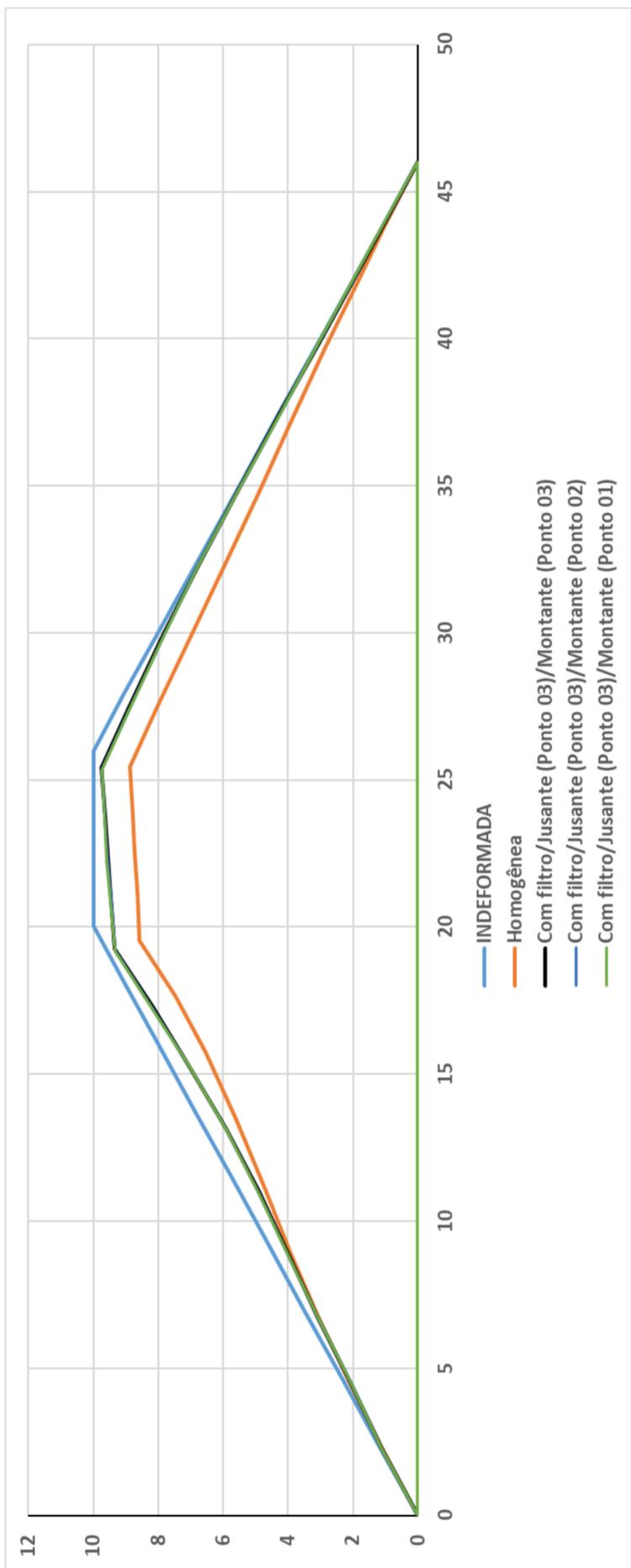


Fonte: Elaborado pelo autor

Os resultados das deformações encontradas, para as diferentes configurações foram os mostrados na Figura 5.36, com deformações majoradas em 20 vezes. Observa-se, portanto, que as maiores deformações ocorreram na simulação com a barragem homogênea, sem filtro. O filtro serviu não só para diminuir as deformações (colapso), mas observa-se também que, independentemente das condições de compactação do espaldar jusante, a configuração deformada é praticamente a mesma. Isso sugere que uma seção mais econômica e estável seja com a utilização de elemento de filtro; com o espaldar de montante compactado na umidade ótima ou próxima da ótima e o espaldar de jusante compactado em condições abaixo da ótima, o que acarretará em economia do escasso recurso água.

A presença do elemento filtrante diminui, portanto, a possibilidade de ocorrência de fissuras, mesmo com a utilização de menos água na compactação do espaldar de jusante.

Figura 5.36 – Deformações para as diferentes configurações



Fonte: Elaborado pelo autor

5.4 Análise de barragem zoneada entre núcleo e espaldares

Outra configuração que pode ser analisada pelo programa UNSTRCUT é o zoneamento da seção da barragem em núcleos e espaldares com a combinação de solos com diferentes condições de compactação nessas diferentes zonas. Para isso, considerou-se a Seção 01 (seção máxima) e realizou-se uma análise considerando três situações:

1. Barragem construída com solo nas condições do Ponto 02 da curva de compactação. Homogênea. Sem filtro drenante;
2. Barragem construída com espaldares nas condições do Ponto 02 da curva de compactação e núcleo considerado rígido (indeformável);
3. Barragem construída com núcleo nas condições do Ponto 02 da curva de compactação e espaldares considerados rígidos (indeformáveis).

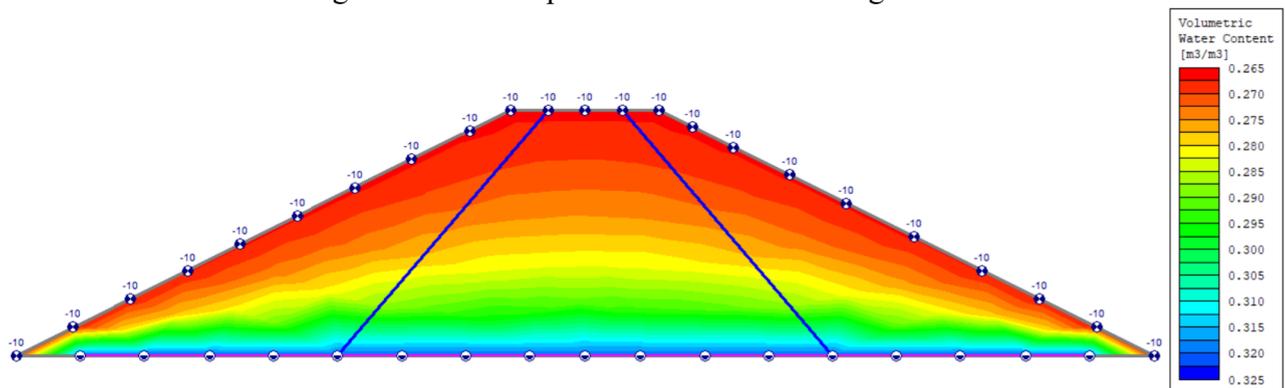
A consideração de uma determinada zona da barragem (núcleo ou espaldares) como sendo mais rígida pode ser feita a partir da consideração de que esse solo está compactado nas melhores condições possíveis (umidade e densidade seca máxima) e nas melhores energias de compactação disponíveis. Dessa forma, é razoável considerar que, para essas melhores condições possíveis, as curvas de deformação do ensaio edométrico duplo coincidem, ou em outras palavras, que o solo sofre deformações nulas ou desprezíveis quando submetido à saturação.

As condições de fluxo são as mesmas para as três situações, novamente lembrando que não alterou-se, nesse estudo, as curvas de permeabilidade para as diferentes condições de compactação.

As condições de poropressões iniciais são mostradas na Figura 5.37 e se referem às condições antes do enchimento da barragem. O nível da água coincide com a base da barragem e na superfície exposta existe uma sucção de -100 kPa (valor estimado).

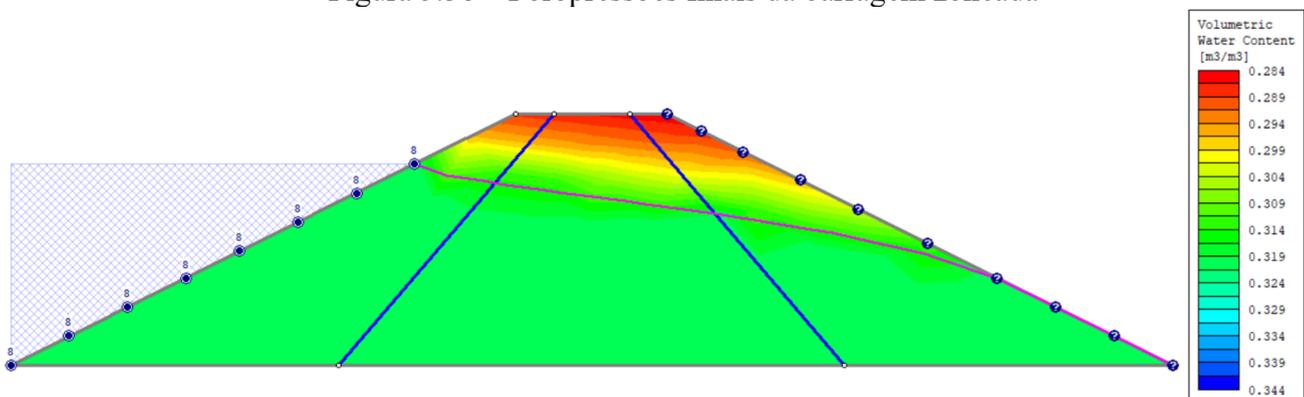
O fluxo estacionário é mostrado na Figura 5.38 e se refere às condições de poropressões depois do enchimento da barragem, após ter passado um tempo de 48 meses.

Figura 5.37 – Poropressões iniciais da barragem zonada



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.38 – Poropressões finais da barragem zonada



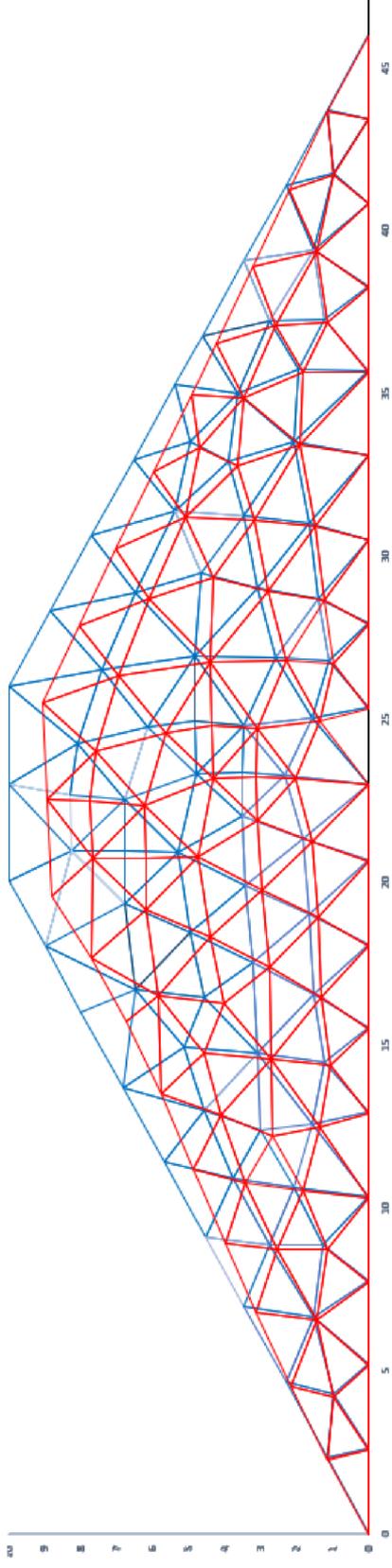
Fonte: Elaborado pelo autor

Os resultados das malhas deformadas e indeformadas estão mostrados nas Figuras 5.39, 5.40 e 5.41, todos com deformações majoradas em vinte vezes.

Nota-se que quando considera-se alguma zona da barragem como sendo rígida (núcleo ou espaldares), as deformações totais reduzem drasticamente. Na Figura 5.39, a barragem homogênea se deforma como um todo (núcleo e espaldares). Na Figura 5.40, observa-se nitidamente o colapso dos espaldares, com a manutenção, no entanto, da estabilidade do núcleo, considerado rígido. Na Figura 5.41 observa-se o colapso do núcleo, com a manutenção da estabilidade dos espaldares, considerados rígidos.

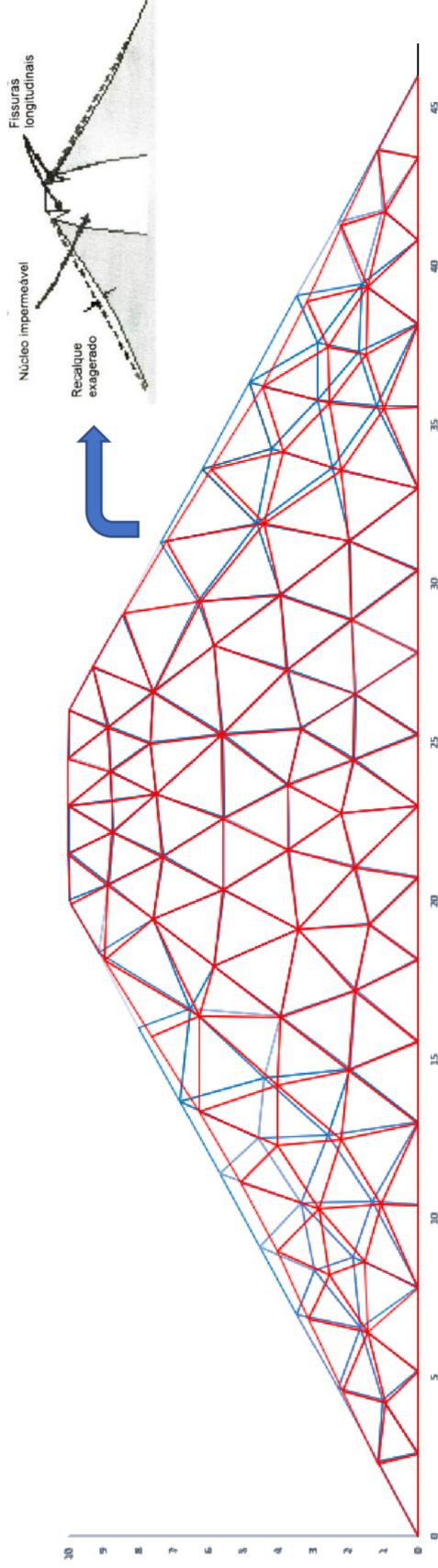
Esse resultado sugere que essa configuração de barragem, onde alguma zona é compactada nas melhores condições possíveis e outras em condições piores (menos compactas), seja uma alternativa viável estruturalmente. A manutenção da estabilidade global seria mantida por uma das partes considerada rígida (núcleo ou espaldares) que seria a responsável por diminuir as deformações totais de colapso quando em comparação com a configuração deformada de uma barragem homogênea, sem seções rígidas (Figura 5.39).

Figura 5.39 – Homogênea, malha deformada e indeformada



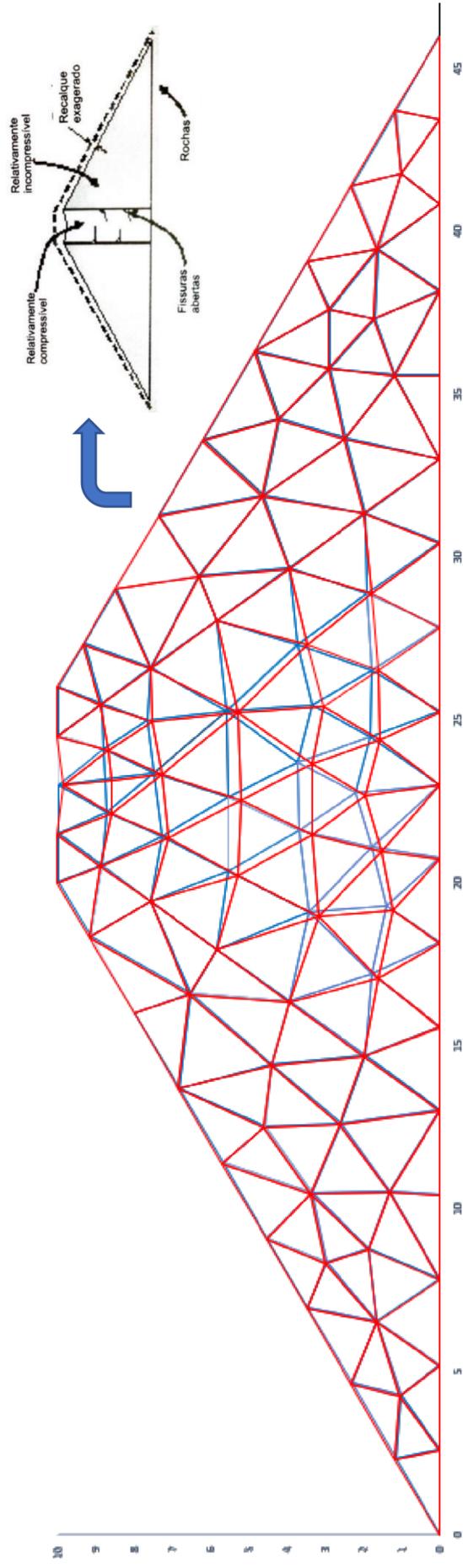
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.40 – Núcleo rígido, malha deformada e indeformada



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5.41 – Espaldares rígidos, malha deformada e indeformada

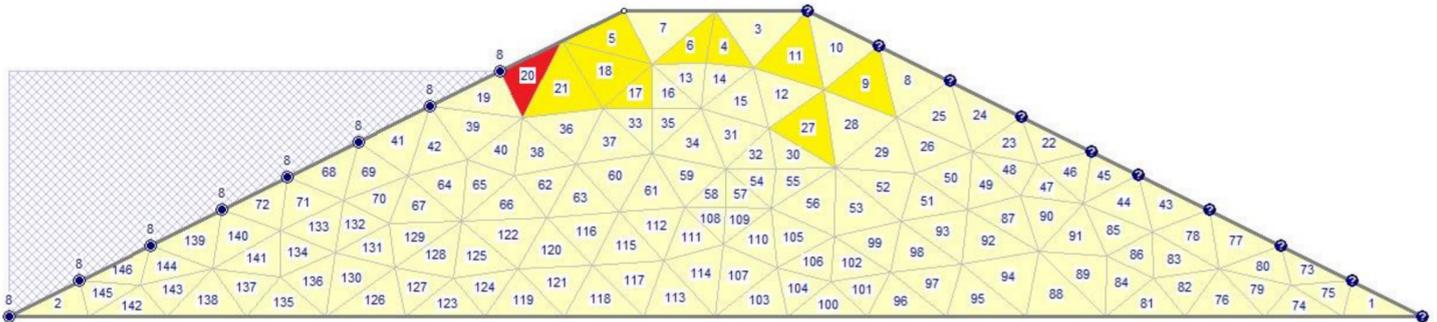


Fonte: Elaborado pelo autor

O programa UNSTRUCT permite, ainda, analisar o desenvolvimento de tensões negativas (tensões de tração).

Observando as tensões, elemento a elemento, para a barragem homogênea, tem-se, na Figuras 5.42, os elementos da malha que apresentam tensões finais de tração (tensões negativas) pintados de vermelho e elementos com baixas tensões de compressão, entre 0 e 5 kPa, pintados de amarelos:

Figura 5.42 – Tensões negativas, seção homogênea

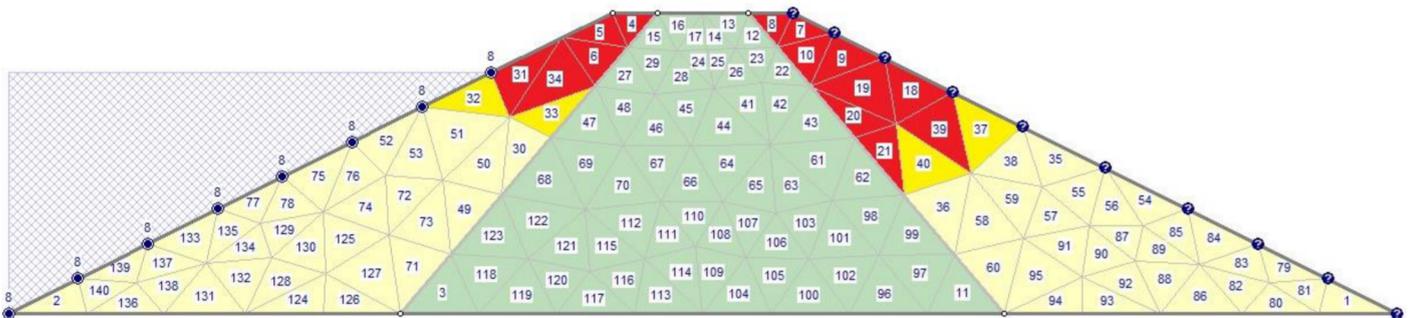


Fonte: Elaborado pelo autor

Observa-se então que a barragem homogênea possui apenas um elemento que apresentou tensões negativas, sendo este o Elemento nº 20, localizado no espaldar de montante, na cota do nível do lago.

Por outro lado, a análise das tensões finais para a situação em que o núcleo é considerado rígido, retorna a seguinte configuração, mostrada na Figura 5.43, também com elementos sob tração pintados de vermelho:

.Figura 5.43 – Tensões negativas, seção com núcleo rígido



Fonte: Elaborado pelo autor

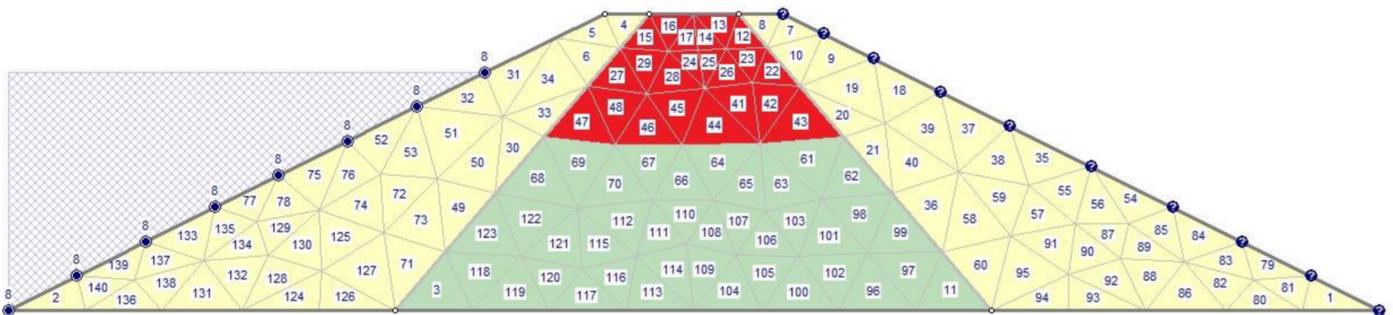
Observa-se, agora, a existência de 14 elementos com tensões de tração, localizados nos espaldares de montante e de jusante, sendo tão maiores as tensões de tração quanto mais próximo do coroamento esteja o elemento (penduramento).

Isso sugere que pode haver formação de fissuras nesses pontos específicos da barragem, podendo estas se propagarem do topo em direção ao interior da barragem. No entanto, as deformações totais por colapso da barragem reduzem drasticamente em comparação com as deformações da barragem homogênea, o que sugere que a estabilidade global se mantenha, sustentada pelo seu núcleo rígido.

Resultado semelhante, para configuração geométrica e parâmetros diferentes, já havia sido encontrado por Benevides (2013), confirmado inclusive por aterro experimental citado no mesmo trabalho.

Já quando considera-se os espaldares como zonas rígidas da barragem, observa-se o colapso do núcleo (Figura 5.40), com os seguintes elementos apresentando tensões negativas, pintados de vermelho na Figura 5.44:

Figura 5.44 – Tensões negativas, seção com espaldares rígidos



Fonte: Elaborado pelo autor

Observa-se que as tensões negativas aparecem nos elementos do núcleo da barragem e estas tensões de tração são tão maiores quanto mais próximas do coroamento.

Isso sugere que pode haver formação de fissuras nesse local específico da barragem, podendo estas se propagarem do topo em direção ao interior da barragem (penduramento). No entanto, as deformações totais por colapso da barragem reduzem drasticamente em comparação à barragem homogênea, o que sugere que a estabilidade global se mantenha, sustentada pelos espaldares rígidos.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Nesse capítulo serão apresentadas as principais conclusões deste trabalho, tendo como base as simulações numéricas realizadas. Também serão apresentadas sugestões para trabalhos futuros que visem complementar os resultados e as conclusões desta pesquisa.

6.1 Conclusões

A presente pesquisa foi estruturada em: revisão bibliográfica sobre o tema; realização de ensaios de laboratório e, por fim, execução de análises numéricas.

A revisão bibliográfica foi satisfatória, uma vez que foram levantados consideráveis trabalhos acerca do colapso de solos, bem como enumerados os tópicos de solos saturados mais pertinentes à pesquisa. Foram consultados os trabalhos já realizados utilizando o programa UNSTRUCT, os quais nortearam o conhecimento sobre o programa, permitindo entender as leis e equações constitutivas, bem como os modelos e simplificações adotados em suas diferentes versões, o que permitiu o correto direcionamento das análises numéricas e dos ensaios de laboratório, sendo esta pesquisa parte integrante dessa sequência bibliográfica a partir de então.

Os ensaios de laboratório retornaram resultados coerentes e caracterizaram satisfatoriamente o solo amostral. Os resultados dos ensaios mostraram ser o solo em questão bastante representativo de solos comumente usados em barragens de terra no Nordeste. Os ensaios edométricos foram de fácil realização, obtendo, assim, os parâmetros necessários ao UNSTRUCT de forma simples e direta, o que consiste em uma das grandes vantagens dessa metodologia em comparação com outras modelagens realizadas por outros *softwares*.

As análises numéricas também forneceram resultados coerentes com o esperado a partir da teoria estudada. O programa UNSTRUCT se mostrou de fácil operação e processamento de resultados, sendo um programa com grande valor prático e teórico no que tange a utilização das propriedades dos solos não saturados ao considerar a variação de rigidez, algo que não é considerado pelos *softwares* comerciais mais utilizados no meio geotécnico no país.

A primeira análise foi em relação ao nível de compactação do solo alcançado em campo, utilizando-se a mesma energia (normal) e variando-se a umidade de compactação e, conseqüentemente, sua respectiva densidade seca. Para tal, considerou-se uma barragem

homogênea, com o solo em quatro situações diferentes de compactação, em ordem crescente de umidade e de densidade seca no ramo seco da curva de compactação normal. Observou-se que os maiores colapsos (deformações) ocorreram para o solo na pior condição considerada (menor umidade e menor densidade seca). Conforme elevou-se o teor de umidade/densidade seca, ao longo da curva de compactação, as análises retornaram deformações cada vez menores, sendo a melhor condição encontrada na simulação em que o solo compactado encontrava-se na umidade ótima e densidade seca máxima. Resulta disso a conclusão de que quanto menor a umidade de compactação e consequente densidade seca aparente, há maiores chances do aparecimento de fissuras no talude de montante devido à diferença de deformações entre o solo colapsado e os que lhe são vizinhos.

Analisou-se também as variações de deformações ao longo do eixo longitudinal, haja vista topografia irregular do boqueirão, ocasionando seções transversais com diferentes configurações geométricas. Observou-se que as deformações se apresentaram tanto maiores quanto maiores fossem as seções analisadas, sendo essas deformações diferenciais (distorções) entre seções adjacentes, possíveis zonas de fissuramento transversais, que são perigosos caminhos para a água de percolação, podendo ocasionar entubamento interno do maciço. Nesse contexto foi apresentada uma proposta para a configuração longitudinal da barragem, onde solos mais deformáveis (menor umidade de compactação) são utilizados nas ombreiras, o que acarretou em redução das distorções máximas encontradas em comparação com a situação homogênea ao longo do eixo longitudinal.

Observou-se também a variação dessas deformações com o passar do tempo após o enchimento da barragem, mostrando, com isso, ser possível prever e comparar as deformações encontradas com o programa UNSTRUCT com as desenvolvidas em campo, ao longo do tempo, em uma barragem instrumentada, por exemplo. As deformações verticais, no caso estudado, permaneceram aumentando mesmo após um ano do enchimento completo da barragem, o que pode ser uma explicação para alguns casos em que as fissuras aparecem depois de longos períodos de operação da barragem.

A análise da utilização de um elemento filtrante vertical se mostrou eficiente na redução das deformações por colapso, o que era esperado haja visto que a utilização desse sistema limita a percolação de água através do aterro à porção montante, o que, consequentemente, reduz as variações de deformabilidade por perda de rigidez em comparação com a situação sem o uso do filtro.

A utilização do filtro vertical se mostrou, ainda, eficiente para diferentes configurações de compactação do solo à jusante, indicando que sua utilização permite o uso de solos menos rígidos (compactados com menor umidade) no espaldar jusante, sem alterações significativas nas condições de deformação por submersão.

A consideração de uma das zonas da barragem, núcleo ou espaldares, como sendo rígidas, resultou no aparecimento de tensões de tração, indicando zonas de alto potencial de fissuramento. No entanto, as deformações totais por colapso reduzem drasticamente, o que sugere que a estabilidade global se mantenha, sustentada por uma de suas partes rígidas. Resultado semelhante, para configuração geométrica e parâmetros diferentes, já havia sido encontrado por Benevides (2013), confirmado inclusive por aterro experimental citado no mesmo trabalho.

De modo geral, conclui-se que a utilização do programa UNSTRUCT possibilitou uma análise satisfatória do comportamento tensão/deformação de uma barragem, considerando fatores próprios dos solos não saturados, permitindo avaliar variações diversas nas configurações da mesma. Desse modo, pode-se avaliar que o tipo de análise realizada nesta pesquisa é uma importante ferramenta no estudo do comportamento dos solos não saturados, servindo, ainda, como base para estudos posteriores.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

A fim de aprofundar o estudo no tema abordado são apresentadas a seguir sugestões para trabalhos futuros:

- Determinar as variações de permeabilidade com à sucção (curva de permeabilidade), alterando-se nas análises numéricas os coeficientes de permeabilidade de acordo com o nível de compactação e avaliar a influência desse parâmetro nos resultados obtidos (considerado constante no presente trabalho);
- Realizar estudos de caso com barragens instrumentadas e histórico de nível de água no lago e deformações conhecidos e comparar com resultados obtidos nas análises numéricas;
- Realizar ensaios edométricos duplos em solos compactados em condições de energias diferentes de compactação. Energias acima da energia normal (Ensaio de Proctor Modificado) resultaria em resultados correspondentes a melhores condições de maquinário utilizado em campo e energias abaixo da energia normal simulariam o oposto;

REFERÊNCIAS

ABREU, A. ARAGÃO. **Análise com acoplamento hidromecânico da barragem Cipoada (CE) considerando a influência de zonas não saturadas no Comportamento do maciço compactado.** Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos (Geotecnia), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2021.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D5298: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper.** West Conshohocken, PA, USA, 2016.

ANA - AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragem. **Guia de Orientação e Formulários para Inspeções de Segurança de Barragem.** Brasília: ANA, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459: Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, 5p, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 3p, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 12p, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação.** Rio de Janeiro, 9p, 2016.

BARDEN, L., MCGROWN, A. E COLLINS, K.. **The collapse mechanism in partly saturated soil.** Engineering Geology, vol. 7, 49-60. 1973.

BISHOP, A.W.. **The Stability of Earth Dams.** Tese (doutorado), Imperial College, London University, 1952.

BISHOP, A. W., *The principle of effective stress.* Tecknik Ukebland 106 (39), 859 – 863, 1959.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T; **Hydraulic Properties of Porous Media.** Colorado State University, Fort Collins. Hydrology Paper, v.3, p.27, 1964.

CORDÃO NETO, M. P. **Análise hidromecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis.** Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 152 p., 2005.

CRUZ, PAULO T.. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. São Paulo: Oficina de textos, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – ME 093/94 – Solos - Determinação da densidade real**. 1994.

FREDLUND, D.G. **Use of the soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics**. Third International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002 , Recife, Brazil, v. III, pp. 887-902, 2002.

FREDLUND, D. G. E RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for unsaturated soils**. John Wiley & Sons, Inc. 1993.

FREDLUND, D.G.; XING, A. **Equations for the soil water characteristic curve**. Canadian Geotechnical Journal, vol. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

GUSMÃO, A. D.; AZEVEDO, J. de; OLIVEIRA, J. T.; MAIA, G. B.. **Geotecnia no Nordeste**. Recife: Editora Universitária da UFPE, 2005.

JENNINGS, J.E.B. E BURLAND, J.B., **Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils**. Geotechnique, vol.XII, p.125-144, 1962.

JENNINGS, J.; KNIGHT, K., **The additional settlement due to collapse of structure of Sandy subsoils on wetting**. Proceedings of the 4th conference int. Soil Mechanics and Foundation Engineering, v.1, p. 316–319, 1957.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.. **Mecânica de Suelos**. Versão autorizada em espanhol da edição em inglês de 1969, Limusa, Madrid, 1969.

LOBO NETO, J. B. **Um estudo experimental e numérico de solos compactados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos (Geotecnia), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

LOBO NETO, J. B.; SILVA FILHO, F. C. da; LOPES, C. P. de A., **Análise numérica de solos não saturados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra experimental**. Geotecnia, Lisboa – Portugal, n. 144, p. 05-19, nov. 2018.

LEME, R. F. **Avaliação de uma metodologia para projetos de pequenas barragens de terra no semiárido: construção, ensaios e modelagem numérica**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, 2015.

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

MARINHO, F. e PEREIRA, J.H.F. (1998). **Mini -Curso: Solos Não Saturados**. XI COBRAMSEG, Brasília, Apostila, 65p.

MELLO, F. M. de; SANDRONI, S.S.; GUIDICINI, G.. **Lições aprendidas com acidentes e incidentes em barragem e obras anexas no Brasil**. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens, 2021.

MENDONÇA, M. B., **Comportamento de solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa - Bahia**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro, 1990.

MENESCAL, R. A.. **Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de solos não saturados**. Tese de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, 1992.

MENESCAL, R. Abreu et al. **Acidentes e incidentes em barragens no Estado do Ceará**. In: XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, 2011

MIRANDA, A. N.. **Behavior of Small Dams During Initial Filling**. Tese de Doutorado, Colorado State University, Fort Collins, 1988.

MIRANDA, A. N.; SILVA FILHO, F. C.. **Programa UNSTRUCT 2.0A**. Universidade Federal do Ceará, 1995.

PEREIRA, J. H. F.. **Simulação da construção e do primeiro enchimento do reservatório de barragens zonadas de terra e enrocamento pelo método dos elementos finitos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1986.

PEREIRA, J. H. F.. **Numerical analysis of the mechanical behavior of collapsing Earth dams during first reservoir filling**. Tese de Doutorado, University of Saskatchewan, Saskatoon, 449p, 1996.

PINTO, C.S.. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas/3ª edição**. São Paulo, Oficina de Textos, 2006.

REGINATTO, A.R. & FERRERO. **Collapse Potential of Soils and Water Chemistry**. Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, vol. 2, p.177-183, 1973.

SANDRONI, S. S.; Guidicini, G.. **Barragens de terra e enrocamento**. São Paulo: Oficina de Textos, 2021.

SHERARD, J. L. et al. **Earth and Earth-Rock Dams**. John Wiley & Sons, 1963.

SHERARD, J.L. **Embankment Dam Cracking**. In: Hirschfeld, R.C. and Poulos, S.J., Eds., *Embankment-Dam Engineering (Casagrande Volume)*, John Wiley, New York, 1973.

SILVA FILHO, F. C da; **Análise numérica de problemas em solos não-saturados: modelagem, implementação e aplicações práticas**. Tese (Doutorado). Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 253p., 1998.

SILVA FILHO, F. C.; Cerqueira, F. A. **Uma proposta de associação de análises de tensão - deformação e fluxo transiente usando elementos finitos**. Universidade de Fortaleza, *Revista Tecnologia*, v.25, n.2, 2004.

SOUZA NETO, J.B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)**. Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2004.

TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. L.; FAIRCHILD, T.; TAIOLI, F. **Decifrando a Terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

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**. *Géotechnique*, v. 2, n. 49, p. 143–159, 1999.

VAN GENUCHTEN, M. T. **A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils**. *Soil Science Society of America Journal*. v. 44, p. 892- 898, 1980.

VARGAS, M.; HSU, S.J.C.. **The use of vertical core drains in Brazilian earth dams**. X ICOLD Conf. Montreal, Vol 01, 1970.

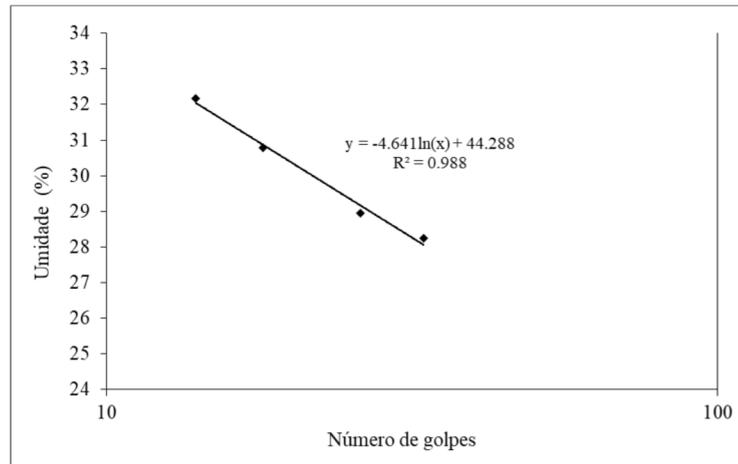
APÊNDICE A – MEMORIAL DE CÁLCULO: ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

UMIDADE DA SEDIMENTAÇÃO		RESUMO DA SEDIMENTAÇÃO		
CAPSULA No.	6	SOLO	TAMANHO	(%)
PESO BRUTO UMIDO (g)	41.07	PEDREGULHO	ACIMA DE 4,8	17.30
PESO BRUTO SECO (g)	40.82	AREIA GROSSA	2,00 - 0,60	9.75
PESO DA CAPSULA (g)	21.98	AREIA MÉDIA	0,60 - 0,20	5.58
PESO DA AGUA (g)	0.25	AREIA FINA	0,20 - 0,06	21.88
PESO DO SOLO SECO (g)	18.84	SILTE	0,06 - 0,002	16.80
UMIDADE (%)	0.0133	ARGILA	ABAIXO DE 0,002	20.17
AMOSTRA SECA				
		AM.TOTAL	AM.PARC.	
CAPSULA No.		1	2	
PESO SOLO UMIDO(g)		2000.00	120.00	
PESO PEDREG.(g)		516.25		
P.S.MIUDO UMIDO(g)		1483.75	-	
P.S. MIUDO SECO(g)		1483.55	-	
P. AMOSTRA SECA(g)		1999.80	119.98	
CTE. DO FATOR K		-	0.989	
DENSIDADE A 20 °C			2.67	
PENEIRAMENTO DO SOLO GRAUDO				
PENEIRA		Peso retido (g)	Peso que passa (g)	% Passa
Pol.	mm			
2"	50.80	0.00	1999.80	100
1 1/2"	38.10	0.00	1999.80	100
1"	25.40	0.00	1999.80	100
3/4"	19.10	23.43	1976.37	99
1/2"	12.27	62.03	1914.34	96
3/8"	9.52	67.83	1846.51	92
No. 4	4.76	192.69	1653.82	83
No. 10	2.00	170.27	1483.55	74
PENEIRAMENTO DO SOLO MIUDO				
PENEIRA		Peso retido (g)	Peso que passa (g)	% Passa
Pol.	mm			
No. 16	1.19	6.80	113.18	70
No. 30	0.590	8.97	104.21	64
No. 40	0.420	4.35	99.86	62
No. 50	0.297	4.68	95.18	59
No. 100	0.149	9.85	85.33	53
No. 200	0.075	7.85	77.48	48

DENSÍMETRO								
TEMPO DECORRIDO s	LEITURA (L)	TEMPERAT. (o C)	CORREC. MEIO DISPERSOR	LEITURA CORRIGIDA	ALT. DE QUEDA (cm)	LEIT. COR. FINAL	"d" DOS GRAOS (mm)	% <d AM. TOTAL(Q)
30	38.00	27.00	1.80	36.20	11.43	37.40	0.0585	37
60	35.00	27.00	1.80	33.20	11.95	34.40	0.0423	34
120	33.00	27.00	1.80	31.20	12.29	32.40	0.0303	32
240	31.00	27.00	1.80	29.20	11.72	30.40	0.0210	30
460	30.00	27.00	1.80	28.20	11.90	29.40	0.0152	29
900	28.00	27.00	1.80	26.20	12.24	27.40	0.0111	27
1800	27.00	27.00	1.80	25.20	12.41	26.40	0.0079	26
3600	25.00	27.00	1.80	23.20	12.76	24.40	0.0056	24
7200	24.00	27.00	1.80	22.20	12.93	23.40	0.0040	23
14400	22.00	27.00	1.80	20.20	13.28	21.40	0.0029	21
28800	21.00	27.00	1.80	19.20	13.45	20.40	0.0020	20
86400	19.00	27.00	1.80	17.20	13.80	18.40	0.0012	18

APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO: LIMITES DE CONSISTÊNCIA

ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA									
	LIMITE DE LIQUIDEZ				LIMITE DE PLASTICIDADE				
No. DE GOLPES	33	26	18	14					
No. CÁPSULA	35	81	63	105	93	21	32	49	
SOLO+TARA+ÁGUA (g)	15.64	14.41	15.81	17.13	7.38	8.36	8.00	7.97	
SOLO+TARA (g)	13.62	12.63	13.44	14.55	7.06	8.02	7.75	7.71	
TARA (g)	6.47	6.48	5.74	6.53	5.10	5.90	6.02	5.97	
ÁGUA (g)	2.02	1.78	2.37	2.58	0.32	0.34	0.25	0.26	
SOLO (g)	7.15	6.15	7.70	8.02	1.96	2.12	1.73	1.74	
UMIDADE (%)	28.25	28.94	30.78	32.17	16.33	16.04	14.45	14.94	
(LL):	29%				(LP):	16%			
					(IP):	13%			



APÊNDICE C – MEMORIAL DE CÁLCULO: DENSIDADE REAL

PICNÔMETRO	P1 (g)	P2 (g)	P3 (g)	P4 (g)	δ	$\Delta\delta$	δ	T°	K ₂₀	δ_{-20°
30	40.14	50.57	96.07	89.53	2.681	0.009	2.68	27	0.9983	2.67
35	40.37	51.06	97.90	91.21	2.673					
31	44.61	54.89	101.73	95.27	2.691					

APÊNDICE D – MEMORIAL DE CÁLCULO: ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

	PONTO 01	PONTO 02	PONTO 03	PONTO 04	PONTO 05
CILINDRO+SOLO+UMIDADE (g)	9602.00	9864.00	10096.00	10050.00	9963.38
CÁPSULA	2	4	8	1	6
TARA (g)	13.79	14.02	13.30	13.56	15.65
PBH (g)	65.24	57.75	73.48	64.34	55.90
PBS (g)	60.89	53.24	66.24	57.36	62.03
w (%)	9.24	11.50	13.68	15.94	17.98
PESO SOLO NATURAL (g)	3933.00	4195.00	4427.00	4381.00	4294.38
DENSIDADE NATURAL (g/cm ³)	1.87	1.99	2.10	2.08	2.04
DENSIDADE SECA (g/cm ³)	1.71	1.79	1.85	1.80	1.73

APÊNDICE E – MEMORIAL DE CÁLCULO: ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO

PONTO 01 (w = 5.76 %)		
Dados do cilindro da célula		
Altura	2.00	cm
Diâmetro	5.00	cm
Área	19.63	cm ²
Volume	39.27	cm ³
Peso do cilindro	107.23	g
Dados do solo		
Densidade real dos grãos	2.67	
Umidade inicial do solo	5.76	%
Umidade final do solo	5.60	%
Média umidade inicial e final	5.68	%
Peso solo natural+ cilindro	170.58	g
Peso solo natural	63.35	g
Massa específica natural	1.61	g/cm ³
Massa específica seca	1.54	g/cm ³
Umidade volumétrica inicial	8.87	%
Deformações específicas		
Carga	ϵ_v (natural)	ϵ_v (inundado)
H ₂ O	0	-0.0029
12.5 kPa	0.00585	0.08625
25 kPa	0.01575	0.1155
50 kPa	0.03715	0.1525
100 kPa	0.0585	0.1875
200 kPa	0.08185	0.232
400 kPa	0.111	0.25575

PONTO 02 (w = 9.43 %)		
Dados do cilindro da célula		
Altura	2.00	cm
Diâmetro	5.00	cm
Área	19.63	cm ²
Volume	39.27	cm ³
Peso do cilindro	107.26	g
Dados do solo		
Densidade real dos grãos	2.67	
Umidade inicial do solo	9.43	%
Umidade final do solo	9.00	%
Média umidade inicial e final	9.22	%
Peso solo natural+ cilindro	180.70	g
Peso solo natural	73.44	g
Massa específica natural	1.87	g/cm ³
Massa específica seca inicial	1.71	g/cm ³
Umidade volumétrica inicial	16.12	%
Deformações específicas		
Carga	ϵ_v (natural)	ϵ_v (inundado)
H ₂ O	0	-0.0065
12.5 kPa	0.0039	0.03555
25 kPa	0.009	0.06375
50 kPa	0.025	0.09435
100 kPa	0.0345	0.1286
200 kPa	0.04675	0.1647
400 kPa	0.06875	0.2019
PONTO 03 (w = 10.98 %)		
Dados do cilindro da célula		
Altura	2.00	cm
Diâmetro	5.00	cm
Área	19.63	cm ²
Volume	39.27	cm ³
Peso do cilindro	106.74	g
Dados do solo		
Densidade real dos grãos	2.67	
Umidade inicial do solo	10.98	%
Umidade final do solo	10.00	%
Média umidade inicial e final	10.49	%
Peso solo natural+ cilindro	185.27	g
Peso solo natural	78.53	g
Massa específica natural	2.00	g/cm ³
Massa específica seca inicial	1.79	g/cm ³
Umidade volumétrica inicial	19.65	%
Deformações específicas		
Carga	ϵ_v (natural)	ϵ_v (inundado)
H ₂ O	0	-0.0065
12.5 kPa	0.0045	0.005
25 kPa	0.012	0.01575
50 kPa	0.0254	0.033
100 kPa	0.0304	0.05555
200 kPa	0.0369	0.08305
400 kPa	0.04615	0.1144

PONTO 04 (w = 15.04%)		
Dados do cilindro da célula		
Altura	2.00	cm
Diâmetro	5.00	cm
Área	19.63	cm ²
Volume	39.27	cm ³
Peso do cilindro	107.25	g
Dados do solo		
Densidade real dos grãos	2.67	
Umidade inicial do solo	15.04	%
Umidade final do solo	12.86	%
Média umidade inicial e final	13.80	%
Peso solo natural+ cilindro	189.16	g
Peso solo natural	81.91	g
Massa específica natural	2.09	g/cm ³
Massa específica seca inicial	1.85	g/cm ³
Umidade volumétrica inicial	27.82	%
Deformações específicas		
Carga	ϵ_v (natural)	ϵ_v (inundado)
H ₂ O	0	-0.002
12.5 kPa	0.00775	0.008
25 kPa	0.0115	0.013
50 kPa	0.02	0.0211
100 kPa	0.0345	0.039
200 kPa	0.0556	0.0645
400 kPa	0.0849	0.1