



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

MARTINA TAMIRES LINS CEZANO

**APLICAÇÃO DE MODELO CONSTITUTIVO PARA
SOLOS NÃO SATURADOS: ANÁLISE HIDRO-
MECÂNICA ACOPLADA**

Caruaru, 2012

MARTINA TAMIRES LINS CEZANO

**APLICAÇÃO DE MODELO CONSTITUTIVO PARA
SOLOS NÃO SATURADOS: ANÁLISE HIDRO-
MECÂNICA ACOPLADA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Profa. Dra. Lícia Mouta da Costa

Caruaru, 2012

Catálogo na fonte
Bibliotecária Simone Xavier CRB4 - 1242

C421a Cezano, Martina Tamires Lins
Aplicação de modelo constitutivo para solos não saturados: análise hidromecânica acoplada. / Martina Tamires Lins Cezano. - Caruaru: A autora, 2012.
50p.: il. ; 30 cm.

Orientadora: Lícia Mouta da Costa
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA. Engenharia Civil, 2012.
Inclui bibliografia.

1. Solos não saturados. 2. Solos - análise. 3. Métodos de simulação. I. Costa, Lícia Mouta da (orientadora). II. Título.

620 CDD (23. ed.) UFPE (CAA 2012-41)

MARTINA TAMIRES LINS CEZANO

APLICAÇÃO DE MODELO CONSTITUTIVO PARA SOLOS NÃO
SATURADOS: ANÁLISE HIDRO-MECÂNICA ACOPLADA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do
Agreste - CAA, da Universidade Federal de
Pernambuco - UFPE, como requisito para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

A banca examinadora composta pelos professores abaixo, considera a candidata
MARTINA TAMIRES LINS CEZANO aprovada com nota _____.

Caruaru, 07 de agosto de 2012.

Profª. Dra. Lícia Mouta da Costa _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof. Igor Fernandes Gomes _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Silvio Romero de Melo Ferreira _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Elder Alpes de Vasconcelos _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

*A minha mãe
pela confiança, apoio e carinho*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por me dar forças, determinação e coragem para vencer os desafios.

A minha orientadora, Lícia Mouta da Costa, pelos incentivos, motivação, confiança e paciência ao longo do curso e pela base teórica necessária para realização deste trabalho.

Aos meus pais, pelos ensinamentos, lições, apoio. E em especial a minha mãe, Marta Lucia Lins Cezano, por estar sempre presente em todos os momentos de minha vida, principalmente os mais difíceis e pelo incentivo e confiança em mim depositado.

Aos meus professores do Centro Acadêmico do Agreste pelos ensinamentos que me passaram e pela grande amizade.

Aos meus amigos por estarem sempre presentes nos divertidos e enfadonhos momentos durante o curso e pelo apoio e estímulo.

Ao professor Silvio Romero e a Herculano Mendonça Neto pela disponibilização dos ensaios que foram de grande importância para a realização deste trabalho.

“Tudo posso naquele que me fortalece”

Filipenses 4:13

RESUMO

Aplicação de Modelo Constitutivo para Solos Não Saturados: Análise Hidro-Mecânica Acoplada

Solos não saturados são solos cujos poros não estão completamente preenchidos com água, mas sim, água e ar. Deste modo, são solos constituídos de três fases, fase sólida, descrita pelos grãos, fase líquida, pela água e a fase gasosa, o ar. A depender de como se comportam as pressões do ar e da água os solos podem sofrer modificações no seu comportamento mecânico. Dentre os diversos aspectos relevantes associados ao comportamento dos solos não saturados destacam-se os fenômenos de colapso e expansão, que podem ocorrer quando o solo é umedecido. O mecanismo de colapso em solos não saturados é um processo complexo e irreversível influenciado por diversos fatores tais como a densidade seca e umidade inicial, além da trajetória de tensões seguida. Neste contexto, este trabalho analisa o comportamento de um solo colapsível através de simulação numérica, considerando análise acoplada hidro-mecânica, de ensaios de laboratórios, edométricos simples e duplos, executados por MENDONÇA NETO (2011). O solo estudado encontra-se no local da construção de um canal de irrigação na região Nordeste do país. As análises da reprodução dos ensaios permitiram a simulação do colapso do canal quando submetido a umedecimento, devido à ocorrência de chuva, antes da execução do seu revestimento. Os resultados obtidos na simulação dos ensaios de laboratório mostram uma boa concordância para maioria dos ensaios, tanto com as amostras na umidade natural, quanto as compactadas. Quanto às análises numéricas do canal de irrigação foi possível simular o colapso decorrente da infiltração da água no solo sob umidade natural, mostrando a importância da compactação no comportamento dos solos não saturados.

Palavras-chave: Solos Não Saturados, Análise Hidro-Mecânica, Simulação Numérica.

ABSTRACT

Application of Constitutive Model for Unsaturated Soils: Hydro-Mechanical Analysis

Unsaturated soils are soils which pores are not completely filled with water, but with water and air. So, are soils constituted by three phases, solid phase, described by the grains, liquid phase, by water and gas phase, the air. Depending on air and water pressures these soils can change their mechanical behavior. Among several relevant aspects related to unsaturated soil behavior, it is highlighted the phenomena of collapse and swelling, which can occur when the soil is moistened. Collapse mechanism of unsaturated soils is a complex and irreversible process influenced by several factors such as dry density and initial water content, besides the stress path followed. In this context, this work analyze the behavior of a collapsible soil through numerical simulation, considering hydro-mechanical coupled analysis, of laboratory tests, simple and double edometric tests, performed by MENDONÇA NETO (2011). The soil studied is located at the construction site of an irrigation channel in the northeast region of Brazil. The analysis of tests reproduction allowed the simulation of the channel collapse when subjected to wetting, due to rainfall event, before the construction of the covering layer. The results achieved in the simulation of laboratory tests show a good agreement for most of the tests, for both samples, at natural water content and the compacted ones. Concerning the numerical analysis of the irrigation channel, it was possible to simulate the collapse due to water infiltration into the soil under natural water content, showing how important is the compaction effect in the behavior of unsaturated soils.

Key words: Unsaturated Soils, Hydro-mechanical Analysis, Numerical Simulation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – ELEMENTO DE SOLO NÃO SATURADO (FREDLUND E MORGENSTERN, 1977)	15
FIGURA 2 – ALGUMAS OCORRÊNCIAS DOS SOLOS COLAPSÍVEIS NO BRASIL (FERREIRA, 2008)	17
FIGURA 3 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO NÃO SATURADO DE ACORDO COM O MODELO BBM.....	24
FIGURA 4 - SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO (ALONSO <i>ET AL.</i> , 1990)	25
FIGURA 5– RESULTADOS DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLOS: A) SOLO PREVIAMENTE INUNDADO, B) SOLO NA UMIDADE NATURAL (MENDONÇA NETO, 2011).....	28
FIGURA 6– RESULTADOS DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS SIMPLES DAS AMOSTRAS AM-01 COM O SOLO INDEFORMADO E COMPACTADO (MENDONÇA NETO, 2011).....	29
FIGURA 7– RESULTADOS DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS SIMPLES DAS AMOSTRAS AM-02 COM O SOLO INDEFORMADO E COMPACTADO (MENDONÇA NETO, 2011).....	30
FIGURA 8– RESULTADOS DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS SIMPLES DAS AMOSTRAS AM-03 COM O SOLO INDEFORMADO E COMPACTADO (MENDONÇA NETO, 2011).....	30
FIGURA 9– SEÇÃO TRANSVERSAL DO CANAL - CASO 1	31
FIGURA 10– SEÇÃO TRANSVERSAL DO CANAL - CASO 2	31
FIGURA 11– CONDIÇÕES DE CONTORNO HIDRÁULICA E MECÂNICA	31
FIGURA 12– MALHA DE ELEMENTOS FINITOS – CASO 1	32
FIGURA 13– MALHA DE ELEMENTOS FINITOS – CASO 2	32
FIGURA 14– COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLOS PARA A AMOSTRA AM-01: (A) PREVIAMENTE INUNDADA; (B) UMIDADE NATURAL	34
FIGURA 15– COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLOS PARA A AMOSTRA AM-02: (A) PREVIAMENTE INUNDADA; (B) UMIDADE NATURAL	34
FIGURA 16– COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLOS PARA A AMOSTRA AM-03: (A) PREVIAMENTE INUNDADA; (B) UMIDADE NATURAL	35

FIGURA 17– COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES PARA AMOSTRA AM-01 INDEFORMADA.....	36
FIGURA 18– COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES PARA A AMOSTRA AM-02 INDEFORMADA.....	37
FIGURA 19– COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES PARA A AMOSTRA AM-03 INDEFORMADA.....	38
FIGURA 20– COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES PARA A AMOSTRA AM-01 COMPACTADA.....	39
FIGURA 21–COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES PARA A AMOSTRA AM-02 COMPACTADA.....	40
FIGURA 22– COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E DA SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES PARA A AMOSTRA AM-03 COMPACTADA.....	41
FIGURA 23– TENSÃO VERTICAL NO TEMPO INICIAL – CASO 1	42
FIGURA 24– PRESSÃO DE LÍQUIDO NO TEMPO INICIAL – CASO 1.....	42
FIGURA 25– VETORES DE FLUXO – CASO 1	43
FIGURA 26– PRESSÃO DE LÍQUIDO NO TEMPO FINAL – CASO 1	43
FIGURA 27 – TRAJETÓRIA DE TENSÕES SEGUIDA PELO ELEMENTO INDICADO.	44
FIGURA 28 – MALHA DEFORMADA – CASO 1	44
FIGURA 29 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - CASO 1	44
FIGURA 30 – PRESSÃO DE LÍQUIDO NO TEMPO INICIAL – CASO 2.....	45
FIGURA 31 – VETORES DE FLUXO – CASO 2.....	45
FIGURA 32 – SATURAÇÃO NO TEMPO FINAL – CASO 2	46
FIGURA 33 – MALHA DEFORMADA – CASO 2	46
FIGURA 34 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS - CASO 2	46

LISTA DE TABELAS

TABELA 1– LOCAIS NO BRASIL ONDE FORAM ENCONTRADOS SOLOS COLAPSÍVEIS (FERREIRA, 2008).....	18
TABELA 2– ÍNDICES FÍSICOS DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS DUPLOS (MENDONÇA NETO, 2011).....	28
TABELA 3– ÍNDICES FÍSICOS DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS UTILIZADAS NOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES (MENDONÇA NETO, 2011).....	29
TABELA 4– ÍNDICES FÍSICOS DAS AMOSTRAS COMPACTADAS UTILIZADAS NOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES (MENDONÇA NETO, 2011).....	29
TABELA 5–PARÂMETROS OBTIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS DUPLOS.....	33
TABELA 6 – PARÂMETROS OBTIDOS ATRAVÉS DOS ENSAIOS EDOMÉTRICO SIMPLES DAS AMOSTRAS COMPACTADAS.....	34

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	V
RESUMO.....	VII
ABSTRACT.....	VIII
LISTA DE ILUSTRAÇÕES.....	IX
LISTA DE TABELAS.....	XI
1 INTRODUÇÃO	13
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA	13
1.2 OBJETIVOS	14
2 REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1 SOLOS NÃO SATURADOS.....	15
2.2 SOLOS COLAPSÍVEIS.....	16
2.2.1 Locais de Ocorrência.....	17
2.3 MODELAGEM NUMÉRICA HIDRO-MECÂNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS	19
2.3.1 Modelo Constitutivo Hidráulico.....	19
2.3.2 Modelo Constitutivo Mecânico.....	21
3 DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES REALIZADAS.....	27
3.1 ENSAIOS EDOMÉTRICOS DUPLOS	27
3.2 ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES.....	28
3.3 ANÁLISE DO CANAL DE IRRIGAÇÃO	30
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	33
4.1 ENSAIOS EDOMÉTRICOS	33
4.2 CANAL DE IRRIGAÇÃO.....	42
4.2.1 Caso 1	42
4.2.2 Caso 2.....	45
5 CONCLUSÕES.....	47
6 TRABALHOS FUTUROS.....	47
REFERÊNCIAS.....	48

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização do Problema

Avanços científicos importantes estão sendo incorporados na solução de problemas de engenharia em diversos setores. Dentre as áreas relacionadas ao estudo dos meios porosos, a geotecnia de solos não saturados, a engenharia ambiental e de petróleo destacam-se pelo uso, em algumas de suas aplicações, de sofisticados equipamentos de medição que necessitam de modelos matemáticos igualmente sofisticados para interpretar corretamente o experimento ou a situação real observada em campo.

No caso da geotecnia de solos não saturados, novos aspectos que não eram característicos da engenharia geotécnica tradicional, os quais são relacionados principalmente aos efeitos da mudança de umidade e as consequências das ações térmicas e químicas sobre os solos e rochas, estão sendo introduzidos, exigindo novas técnicas experimentais, assim como a ampliação dos marcos conceitual dos modelos constitutivos.

A simulação do comportamento mecânico dos materiais quando submetidos a trajetórias de tensões arbitrárias requer o desenvolvimento de modelos constitutivos, capazes de reproduzir com precisão significativa o comportamento básico observado no material. A principal vantagem destes modelos constitutivos é analisar os resultados obtidos para diferentes tipos de ensaios e distintas trajetórias de tensões através de um tratamento acoplado (ALONSO *et al.*, 1987).

Vários autores tentaram estabelecer uma equação para as tensões efetivas que fosse válida também para os solos não saturados. Porém, os resultados de ensaios com controle de sucção (pressão de ar menos pressão de água) mostraram que são necessárias duas variáveis tensionais para descrever o comportamento mecânico dos solos não saturados: a tensão líquida (excesso das tensões totais sobre a pressão de ar) e a sucção.

Uma modificação das variáveis de tensões (tensão líquida e sucção) induzirá deformações volumétricas e variação do grau de saturação que, por sua vez, influenciam o processo de fluxo. Desta forma, os fenômenos de fluxo e deformação estão fortemente ligados um ao outro, ou seja, são completamente acoplados. Assim, um modelo hidro-mecânico para

solos não saturados deve simular o comportamento do meio em função das suas variáveis de estado e de seu regime de fluxo.

1.2 Objetivos

Este trabalho visa estudar, compreender e aplicar modelos constitutivos para solos não saturados, considerando análise acoplada hidro-mecânica. Além disso, almeja a partir da simulação de ensaios de laboratório avaliar os parâmetros relevantes nos mecanismos envolvidos nestes solos devido a variações de tensões e de umidade, o que permitirá uma simulação mais adequada de obras reais em materiais não saturados.

Como objetivos específicos do presente trabalho podemos citar:

- estudar a teoria dos modelos constitutivos mecânicos e hidráulicos;
- compreender a formulação acoplada hidro-mecânica para a realização de simulações numéricas;
- simular ensaios de laboratório e de um caso real da prática de engenharia envolvendo solos não saturados.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Solos Não Saturados

Solos não saturados são solos em que os poros não estão completamente preenchidos com água. São solos compostos de três fases, sólida, constituída pelos grãos, líquida, pela água e a gasosa, pelo ar. A depender de como se comportam as pressões do ar e da água os solos podem sofrer modificações no seu comportamento mecânico. Assim, a equação das tensões efetivas, proposta por TERZAGUI (1936) para os solos saturados, não pode ser aplicada na sua íntegra.

Como descrito anteriormente os poros estão preenchidos por dois fluidos, água e ar, os quais podem estar combinados como misturas miscíveis e imiscíveis. Neste trabalho, consideraremos os fluidos imiscíveis. Desta forma, entre esses dois fluidos há uma interface, denominada membrana contráctil. Esta membrana é considerada elástica e pode sustentar a tensão entre os grãos. Neste contexto, FREDLUND e MORGENSTERN (1977) consideram uma quarta fase nos solos não saturados, a interface ar-água (membrana contráctil), como ilustrado na Figura 1. Para os autores esta membrana influencia no comportamento mecânico não devendo ser descartada.

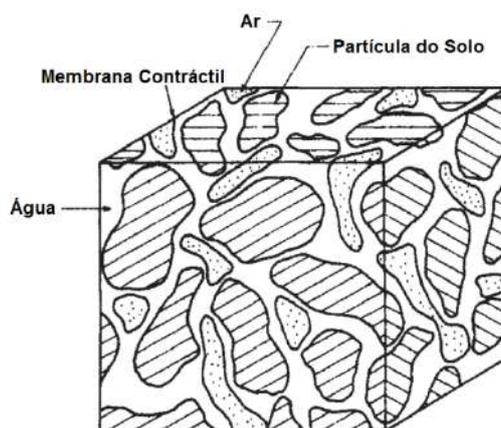


Figura 1 – Elemento de Solo Não Saturado (FREDLUND e MORGENSTERN, 1977)

FREDLUND e RAHARDJO (1993) fazem uma restrição, caso a análise seja em termos de massa e volume deve-se desconsiderar a membrana contráctil, admitindo os solos

não saturados como um sistema trifásico. Deste modo, este trabalho considerará os solos não saturados como um sistema de três fases.

De acordo com FERREIRA (1995), alguns solos não saturados sofrem variação de volume, quando se aumenta o teor de água em seus vazios, ou quando são solicitados por carga e posteriormente umedecidos. Esta variação de volume pode gerar colapso ou expansão, denominando deste modo os solos como colapsíveis e expansivos, respectivamente. Este trabalho abordará o comportamento dos solos colapsíveis.

2.2 Solos Colapsíveis

Os solos colapsíveis são solos que quando submetidos a uma determinada tensão e umedecimento sofrem colapso reduzindo o seu volume.

Nunez¹ (1975), *apud* FUCALE (2000), sugere duas definições para solos colapsíveis. A primeira que o solo possui uma sensível modificação, após atingir um valor limite de tensão, no comportamento tensão-deformação, sendo menor que o valor da tensão de ruptura solo, e neste fenômeno não é necessário que ocorra a modificação substancial na estrutura das partículas que determine a quebra e nem de uma significativa redução de volume. A segunda, o solo sofre colapso na estrutura das partículas, quando há um acréscimo do nível de tensão e um aumento de umidade, aparecendo a redução brusca dos seus vazios.

Já segundo a Clemence e Finbarr (1981)², *apud* FUCALE (2000), são solos não saturados que experimentam um rearranjo radical das partículas e grande redução de volume quando inundado com ou sem carga adicional.

Há diversos fatores envolvidos no colapso dos solos, tais como a granulometria, estrutura, peso específico aparente seco, umidade inicial, sucção-umidade, tipo de permeante, variação na porcentagem do mineral argílico, velocidade de inundação, tensão vertical de inundação, trajetória de tensão, etc.

¹ NUNEZ, E. (1975), **Suelos Especiales: Colapsibles y Expansivos, Preconsolidados por Deseccacion**. In: V Congresso Panamericano de Mecânica dos Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Buenos Aires, Sessão III, Vol. IV, PP. 43-73.

² CLEMENCE, S. P. e FINBARR, A. O. (1981). **Design Considerations for Collapsible Soil**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 7, N° GT3, March, pp. 305-317.

Quando estes solos sofrem uma redução significativa em sua capacidade de carga, devido ao umedecimento, ocorrem deformações nas obras assentes sobre estes que podem causar sérios danos, como por exemplo, trincas, fissuras ou mesmo rupturas de casas, edifícios, reservatórios, canais de irrigação entre outros.

2.2.1 Locais de Ocorrência

Os solos colapsíveis podem ser encontrados em diversas partes do mundo. Há registros indicando que sua origem está relacionada à sua formação (aluviais, eólicos, coluviais, residuais, vulcânicos e compactados).

No Brasil, este tipo de solo é encontrado em diversos estados, tais como Amazonas, Bahia, Ceará, Minas Gerais, Paraná, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e Distrito Federal. A Figura 2 e a Tabela 1 mostram os locais de ocorrência dos solos colapsíveis em todo o território nacional.

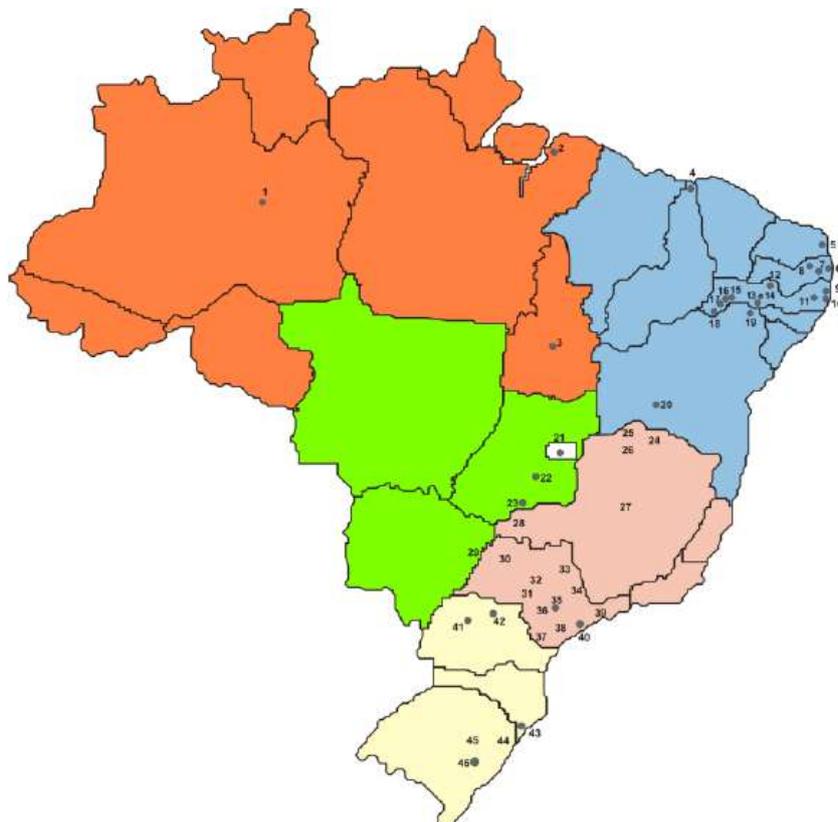


Figura 2 – Algumas Ocorrências dos Solos Colapsíveis no Brasil (FERREIRA, 2008)

Tabela 1– Locais no Brasil onde Foram Encontrados Solos Colapsíveis (FERREIRA, 2008)

Região	Nº no Mapa	Município/Estado	Região	Nº no Mapa	Município/Estado
Norte	1	Manaus/AM	Sudeste	25 e 26	Manga/MG
	2	Belém/PA		27	Três Marias/MG
	3	Palmas/TO		28	Uberlândia/MG
Nordeste	4	Parnaíba/PI		29	Ilha Solteira/SP
	5	Natal/RN		30	Pereira Barreto/SP
	6	João Pessoa/PB		31	Bauru/SP
	7	Sape/PB		32	São Carlos/SP
	8	Areia/PB		33	Sumaré/SP
	9 e 10	Recife/PE		34	Mogi Guaçu/SP
	11	Gravatá/PE		35	Campinas/SP
	12	Carnaíba/PE		36	Itapetininga/SP
	13 e 14	Petrolândia/PE		37	Canoas/SP
	15	Cabrobó/PE		38	Rio Sapucaí/SP
	16 e 17	Sta. M B Vista/PE		39	São J dos Campos/SP
Centro Oeste	18	Petrolina/PE		40	São Paulo/SP
	19	Rodelas/BA		41	Maringá/PR
	20	Bom J da Lapa/BA		42	Londrina/PR
	21	Brasília/DF		43	Timbé do Sul/SC
	22	Goías/GO		44	São Leopoldo/RS
Sudeste	23	Itumbiara/GO		45	São J. dos Ausentes/RS
	24	Jaíba/MG	46	Gravati/RS	

A maior concentração de solos colapsíveis, de acordo com FERREIRA (2008), encontra-se na região do Nordeste e Sudeste do país, com base em informações publicadas.

A identificação no Brasil, em sua grande maioria, está associada a obras de engenharia que envolvem grandes áreas, como por exemplo barragens na região Centro-Sul, Três Maria Jurumim e Provisão, Ilha Solteira, conjuntos habitacionais em Petrolândia/PE, Rodelas/BA e Santa Maria da Boa Vista/PE, projeto de irrigação no município de Parnaíba/ PI e em Bom Jesus da Lapa/BA (Queiroz³, 1960; Décourt⁴, 1968; Vargas⁵, 1972; Ferreira⁶, 1988; Ferreira e

³ QUEIROZ, L. A. (1960). **Compressible Foundation at Três Marias Earth Dam**. PROC., 8th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, Vol.2, pp. 763-776.

⁴ DÉCOURT, L. (1968). **Comparação entre Recalques Previstos e Observados no Terreno de Fundação da Barragem de Promissão**. 7th Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro-RJ, Vol.2.

⁵ VARGAS, M. (1972). **Fundações de Barragens de Terra sobre Solos Porosos**. 3th Seminário Nacional de Grandes Barragens. Revista Construção Pesada, São Paulo, pp. 77-81. 1977.

⁶ FERREIRA, S. R. M. (1988). **Solos Especiais – Colapsíveis, Dispersivos e Expansivos**. Relatório Anual do CNPq, Recife-PE, 156p.

Teixeira⁷,1989; Ferreira⁸, 1990; Riani e Barbosa⁹, 1989; Mendonça¹⁰, 1990), *apud* FUCALE (2000).

2.3 Modelagem Numérica Hidro-Mecânica de Solos Não Saturados

Em solos não saturados a equação das tensões efetivas proposto por TERZAGHI (1936) não pode ser aplicada, como foi verificado por diversos pesquisadores. JENNINGS e BURLAND (1962) e BISHOP e BLIGHT (1963) mostraram que há necessidade de se considerar duas variáveis tensionais independentes para descrever o comportamento destes solos. Deste modo, a combinação da tensão total (σ), pressão da água (p_w) e pressão do ar (p_a) definem as variáveis independentes. De maneira geral, o comportamento mecânico dos solos não saturados é descrito usando como variáveis tensionais a tensão normal líquida ($\sigma - p_a$) e a sucção ($p_a - p_w$).

O fluxo de água e ar no meio não saturado provoca variação nas pressões da água e do ar, alterando o estado de tensões do solo induzindo deformações, indicando a necessidade de uma análise acoplada hidro-mecânica. Para análise do acoplamento é necessária que sejam consideradas as equações de continuidade do ar e da água, relativas ao problema de fluxo e as equações de equilíbrio para o problema tensão-deformação.

2.3.1 Modelo Constitutivo Hidráulico

No presente trabalho considera-se a pressão do ar constante em todo o solo e igual à pressão atmosférica. Desta forma, o problema hidráulico é caracterizado pela equação de balanço de massa da água, dada pela Equação (1).

⁷ FERREIRA, S. R. M. e TEIXEIRA, D. C. L. (1989). **Collapsible Soil - a Pratical Case in Construction, Pernambuco, Brazil**. Proc. of the 12th I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro-RJ, Vol.1, pp. 603-606.

⁸ FERREIRA, S. R. M. (1990a). **Geology and Pedology Related to Collapsible Soils in Pernambuco**. Proc. Of the 6th IAGE Congress. Balkema, Amsterdam, pp. 617-621.

⁹ RIANI, H. C. e BARBOSA, M. C. (1989). **Collapsible Sand and its Treatment by Compaction**. Proc. of the 12th I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro-RJ, pp. 643-645.

¹⁰ MENDONÇA, M. B. (1990). **Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de BomJesus da Lapa – Bahia**. Tese de Mestrado, COPPE/UFRIJ, Rio de Janeiro-RJ.

$$\frac{\partial(\rho_w \phi S_w)}{\partial t} + \nabla(\rho_w q_w) = f_w \quad (1)$$

onde,

ρ_w – densidade da água

ϕ – porosidade do solo

S_w – grau de saturação

q_w – fluxo de Darcy

f_w – termo fonte/sumidouro de água

Como equações constitutivas do problema hidráulico tem-se a lei de Darcy e a curva de retenção, que relaciona o grau de saturação com a sucção.

A lei de Darcy é expressa por:

$$q_w = - \left(\mathbf{k} \frac{k_{rel}}{\mu_w} \right) (\nabla p_w + \rho_w g) \quad (2)$$

onde,

\mathbf{k} – tensor de permeabilidade intrínseca do meio poroso, que neste trabalho é descrito como função da porosidade, através da equação de Kozeny- Carman, Equação (3);

μ_w – viscosidade da água;

k_{rel} – permeabilidade relativa, função do grau de saturação, dada pela Equação (4).

$$\mathbf{k} = \mathbf{k}_0 \frac{\phi^3}{(1 - \phi)^2} \frac{(1 - \phi_0)^2}{\phi_0^3} \quad (3)$$

onde,

\mathbf{k}_0 – permeabilidade intrínseca para a porosidade de referência;

ϕ_0 – porosidade de referência.

$$k_{rel} = S_e^\alpha \quad (4)$$

onde, α é uma constante

Para a modelagem da curva de retenção utiliza-se a relação empírica proposta por VAN GENUCHTEN (1980), dada por:

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left[1 + \left(\frac{p_a - p_w}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^\lambda \quad (5)$$

onde,

- S_e – grau de saturação efetivo;
- S_l – grau de saturação da fase líquida;
- S_{rl} – grau de saturação residual;
- S_{ls} – grau de saturação máximo;
- P_0 e λ – parâmetros do material

2.3.2 Modelo Constitutivo Mecânico

O estabelecimento da sucção como variável de estado independente para descrever o comportamento tensão-deformação do solo permitiu o surgimento de uma nova geração de modelos constitutivos (ALONSO et.al., 1990) e de metodologias experimentais que resultaram num grande avanço científico da mecânica dos solos não saturados. As leis constitutivas para o comportamento mecânico também têm sofrido um grande desenvolvimento, baseado no quadro geral da plasticidade compatível com a análise dos solos saturados.

De acordo com ALONSO (1993), os modelos desenvolvidos para reproduzir o comportamento dos solos não saturados podem ser classificados como expressões analíticas, superfície de estado, modelos elásticos e modelos elastoplásticos.

As formulações dos modelos constitutivos elásticos lineares e não lineares são limitados, pois não representam alguns aspectos do comportamento dos solos não saturados, tais como o colapso (deformação irreversível) e a dependência da trajetória de tensão. Assim, para melhor representar o comportamento dos solos não saturados deve-se recorrer aos modelos elastoplásticos.

ALONSO *et al.* (1990) propuseram o primeiro modelo elastoplástico para descrever o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados, denominado Barcelona Basic Model (BBM). A maioria dos aspectos de comportamento de solos não saturados pode ser reproduzida por esse modelo, tais como:

- aumento da rigidez do solo, resistência ao cisalhamento e pressão de pré-adensamento com a sucção;
- ocorrência de colapso ou expansão, dependendo do nível de tensões;
- deformação volumétrica dependente não só dos valores de sucção e tensões iniciais e finais, mas também da trajetória de tensões seguida.

O BBM, desenvolvido para solos não saturados, leve a moderadamente expansivos, surgiu a partir de observações de resultados de ensaios edométricos e tomando por base o modelo de estado crítico. Este modelo utiliza em sua formulação duas variáveis de estado: a sucção matricial, Equação (6), e a tensão total média excedente sobre a pressão do ar, Equação (7).

$$s_m = p_a - p_w \quad (6)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} - p_a \quad (7)$$

onde, σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões principais maior, intermediária e menor, respectivamente.

O espaço elástico é definido no plano $p \times s$ pela curva de escoamento LC (Loading Collapse), como ilustrada na Figura 3, determinada pela tensão de escoamento isotrópica para diferentes valores de sucção, obtida pela Equação (8).

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\frac{[\lambda(0)-k]}{[\lambda(s)-k]}} \quad (8)$$

onde,

p_0 – tensão de pré-adensamento do solo sob determinado valor de sucção s ;

p^c – tensão de referência;

p_0^* – tensão de pré-adensamento na condição saturada;

k – índice de compressão elástica para o trecho de descarregamento e recarregamento isotrópico;

$\lambda(0)$ – parâmetro de compressão virgem para condição saturada, ou seja, com sucção nula ($s = 0$)

$\lambda(s)$ – parâmetro de rigidez relacionado ao trecho virgem para um carregamento isotrópico sob determinada sucção s , relacionado ao $\lambda(0)$ pela seguinte equação:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)e^{-\beta s} + r] \quad (9)$$

onde,

β – parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção

r – constante relacionada à rigidez máxima do solo, $r = \lim_{s \rightarrow \infty} (\lambda(0)/\lambda(s))$

Dependendo da trajetória de tensão aplicada podem ocorrer deformações elásticas e/ou deformações plásticas (Figura 3). Ocorrendo redução de sucção sob tensão constante, e dentro da área compreendida pela curva LC (zona elástica), trajetória AB, o solo apresentará uma expansão. Deformações elásticas também serão obtidas por trajetória de descarregamento sob sucção constante, como a trajetória CH. As deformações volumétricas elásticas devido à variação de sucção e de tensão são calculadas, respectivamente, pelas equações (10) e (11).

$$d\varepsilon_{vs}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{k_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (10)$$

$$d\varepsilon_{vs}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{k}{v} \frac{dp}{p} \quad (11)$$

onde,

p_{atm} – pressão atmosférica

k_s – parâmetro de rigidez elástica para a variação da sucção, s

v – volume específico

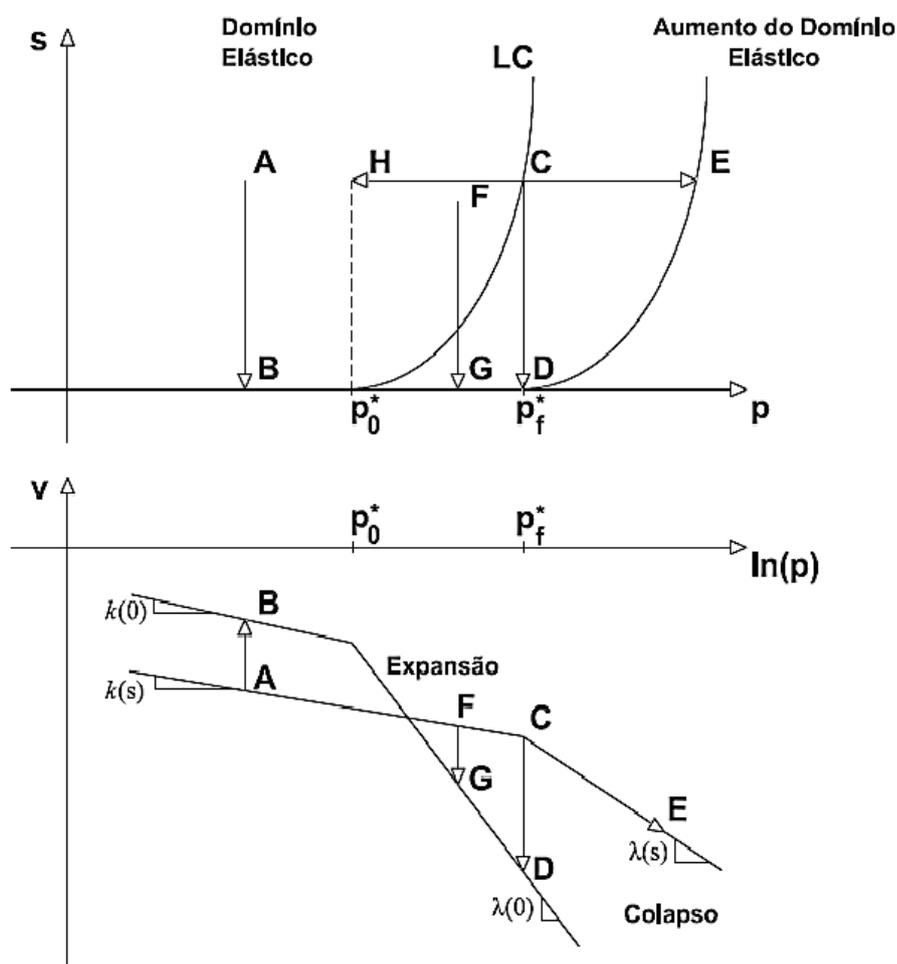


Figura 3 - Análise do Comportamento de um Solo Não Saturado de Acordo com o Modelo BBM

Na Figura 3 observa-se que as trajetórias de tensões CD e FG atravessam a curva LC, atingindo o regime elastoplástico, o que implica na ocorrência de deformações volumétricas irreversíveis, ou seja, nessas trajetórias ocorre o colapso. Observa-se que na trajetória FG ocorre uma expansão antes do colapso, e a deformação final será então a resultante da expansão e do colapso. No caso da trajetória CE, correspondente a um aumento de tensão a sucção constante, ocorrem deformações volumétricas irreversíveis, pois ultrapassa o valor da tensão de pré-adensamento para esta sucção. A partir disto, o domínio elástico é aumentado (plasticidade com endurecimento), ocorrendo uma translação da curva LC, a tensão de pré-adensamento passa de p_0^* a p_f^* . As trajetórias CD e FG também provocarão deslocamento da LC, associado ao endurecimento.

As deformações volumétricas plásticas decorrentes destas trajetórias são calculadas pela Equação (12).

$$d\varepsilon_{vs}^p = -\frac{\lambda(0) - k dp_0^*}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (12)$$

Com a finalidade de incluir o estado de tensão triaxial, incorporando o efeito da tensão cisalhante, introduz-se a tensão desvio $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ ao modelo de estado de tensão isotrópico. Em condições saturadas o BBM se reduz ao modelo Cam-Clay modificado e a superfície de escoamento para um determinado valor de sucção é descrita por um elipse, em termos de (p, q, s) , que exibe uma tensão de pré-adensamento isotrópica, p_0 , definida na curva LC (Figura 4). Mantendo a linha do estado crítico com mesma inclinação da condição saturada é possível obter o efeito de sucção através do aumento na coesão. A partir disto, ALONSO *et al.* (1990) consideraram uma relação linear da coesão com a sucção, de forma que a elipse intercepta o eixo p no ponto em que

$$p = -p_c = -ks \quad (13)$$

onde k é uma constante

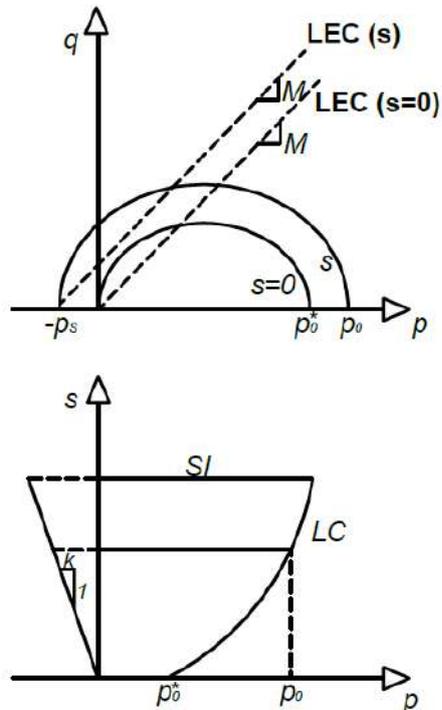


Figura 4 - Superfície de Escoamento (ALONSO *et al.*, 1990)

A superfície de escoamento é expressa por:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (14)$$

onde,

M – inclinação da linha do estado crítico.

O BBM tem sido aplicado com êxito na reprodução de ensaios de laboratório e de campo (COSTA *et al.*, 2003; COSTA *et al.*, 2004; TEIXEIRA, 2006; COSTA *et al.*, 2008; CEZANO, 2010), reproduzindo a maioria dos aspectos do comportamento dos solos não saturados. Entretanto, apresenta algumas limitações, como a não consideração da anisotropia e da existência do colapso máximo. Apesar disso, o BBM permanece como modelo de referência, e por isto é utilizado neste trabalho, em sua versão original.

3 DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES REALIZADAS

Este trabalho analisa o comportamento de um solo colapsível através de simulação numérica de ensaios de laboratórios, edométricos simples e duplos, executados por MENDONÇA NETO (2011). O solo estudado encontra-se no local da construção de um canal de irrigação na região Nordeste do país. As análises da reprodução dos ensaios permitiram a simulação do colapso do canal quando submetido a umedecimento, provocado pela ocorrência de chuva, antes da execução do seu revestimento.

Nas simulações foi utilizado o código computacional, em elementos finitos, CODE_BRIGTH (COupled DEformation, BRine, Gas and Heat Transport). Neste programa é possível fazer análises de problemas acoplados Termo Hidro Mecânico e Geoquímico em meio poroso deformável e multifásico (OLIVELLA, 1995; GUIMARÃES, 2002). Nele, todas as equações acopladas, quando discretizadas, são resolvidas simultaneamente pelo método de Newton-Raphson. Este programa foi desenvolvido na linguagem FORTRAN e funciona nas plataformas Windows, Linux e Unix.

Nas simulações dos ensaios, como o carregamento é uniformemente distribuído e a célula edométrica restringe a deformação radial, a análise fica simplificada a um problema unidimensional. Para a simulação do canal foi realizada uma análise bidimensional, considerando uma seção transversal típica. Neste caso, utilizou-se o pré-processador GID, através do qual foram definidos a geometria, os materiais, as condições iniciais e de contorno e discretização do domínio (geração da malha de elementos finitos).

3.1 Ensaios Edométricos Duplos

Os ensaios edométricos foram realizados para três grupos de amostras denominadas AM-01, AM-02 e AM-03. A aplicação do carregamento foi feita por estágios sucessivos de tensão, segundo a relação $\Delta\sigma/\sigma = 1$, considerando as tensões verticais de 5 kPa, 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa, 640 kPa e 1280 kPa. Em todos os ensaios foi considerado inicialmente uma tensão vertical de 1,25 kPa para estabilizar o sistema e no caso

da amostra previamente inundada (ensaios edométricos duplos) uma vazão de 0,25 ml/s antes da aplicação dos carregamentos.

Os resultados dos ensaios com o solo previamente inundado e na umidade natural são apresentados nos gráficos dispostos na Figura 5, e os índices físicos das amostras ensaiadas encontram-se listados na Tabela 2.

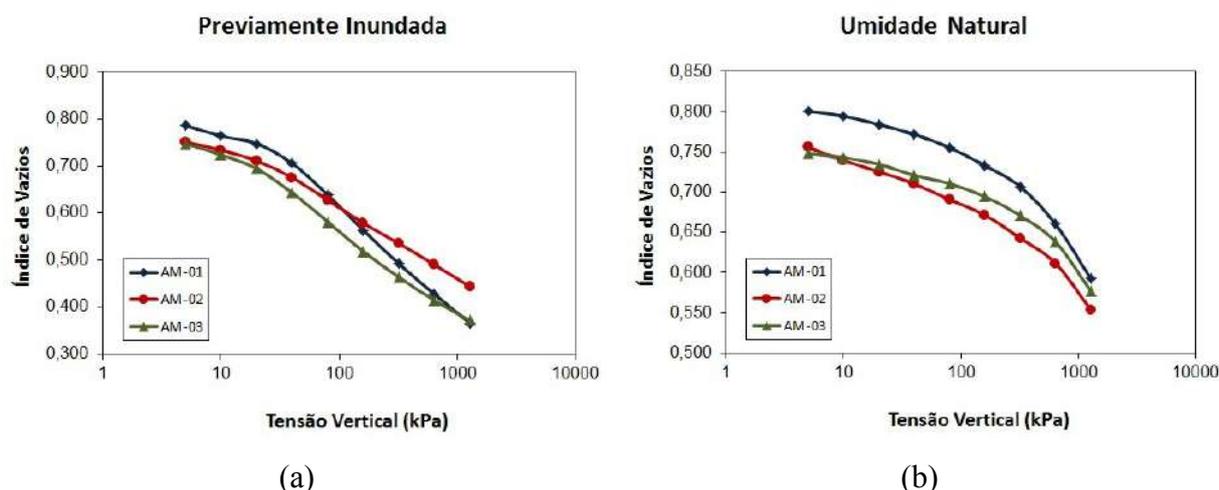


Figura 5– Resultados dos Ensaio Edométricos Duplos: a) Solo Previamente Inundado, b) Solo na Umidade Natural (MENDONÇA NETO, 2011)

Tabela 2– Índices Físicos dos Ensaio Edométricos Duplos (MENDONÇA NETO, 2011)

Amostras		Índices Físicos			
		γ_d (kN/m ³)	w(%)	Sr (%)	e
AM-01	Natural	14,66	3,18	10,43	0,811
	Inundado	14,70	3,43	11,30	0,806
AM-02	Natural	14,91	1,71	5,85	0,770
	Inundado	15,04	1,80	6,20	0,775
AM-03	Natural	15,10	2,52	8,86	0,754
	Inundado	15,00	2,58	8,97	0,760

3.2 Ensaios Edométricos Simples

Nos ensaios edométricos simples também foram utilizados solo das amostras AM-01, AM-02 e AM-03, considerando dois conjuntos de ensaios distintos, um deles realizado com as amostras indeformadas, e o outro com o solo compactado. Os estágios de carga aplicados foram os mesmos dos ensaios edométricos duplos, descrito no item anterior.

Os índices físicos das amostras destes ensaios são apresentados nas Tabelas 3 e 4, para as amostras indeformadas e compactadas, respectivamente. Os resultados dos ensaios são representados nos gráficos das Figuras 6, 7 e 8.

Tabela 3– Índices Físicos das Amostras Indeformadas Utilizadas nos Ensaio Edométricos Simples (MENDONÇA NETO, 2011).

Tensão de Inundação (kPa)	AM-01				AM-02				AM-03			
	γ_d (kN/m ³)	w(%)	Sr(%)	e	γ_d (kN/m ³)	w(%)	Sr(%)	e	γ_d (kN/m ³)	w(%)	Sr(%)	e
40	14,50	2,90	9,27	0,831	15,31	1,71	6,30	0,723	14,99	2,25	7,76	0,767
80	15,19	2,30	8,18	0,748	15,29	1,61	5,86	0,726	15,11	2,86	10,06	0,753
160	14,58	2,48	8,01	0,821	15,10	1,41	4,94	0,748	14,92	3,00	10,25	0,775
320	15,10	1,89	6,62	0,758	15,11	1,60	5,65	0,748	14,99	2,98	10,28	0,768
640	14,69	2,43	7,99	0,807	15,13	1,24	4,39	0,745	15,03	3,25	11,31	0,762
1280	15,15	2,86	10,08	0,753	15,06	1,51	5,30	0,752	15,10	2,99	10,50	0,754

Tabela 4– Índices Físicos das Amostras Compactadas Utilizadas nos Ensaio Edométricos Simples (MENDONÇA NETO, 2011).

Tensão de Inundação (kPa)	AM-01				AM-02				AM-03			
	γ_d (kN/m ³)	w(%)	Sr(%)	e	γ_d (kN/m ³)	w(%)	Sr(%)	e	γ_d (kN/m ³)	w(%)	Sr(%)	e
40	20,55	8,32	75,61	0,292	20,00	7,94	65,61	0,319	20,35	7,74	68,79	0,297
80	20,50	8,15	73,27	0,295	20,06	7,61	63,61	0,316	20,25	7,65	65,71	0,308
160	20,60	7,99	73,50	0,289	19,92	7,93	64,44	0,325	20,28	7,93	68,98	0,305
320	20,43	8,02	71,03	0,300	19,99	8,02	66,17	0,320	20,25	7,90	67,89	0,308
640	20,61	8,15	75,15	0,288	20,08	8,11	66,77	0,322	20,32	8,01	69,95	0,303
1280	20,55	8,24	74,92	0,292	20,05	8,02	66,95	0,316	20,27	7,65	69,09	0,307

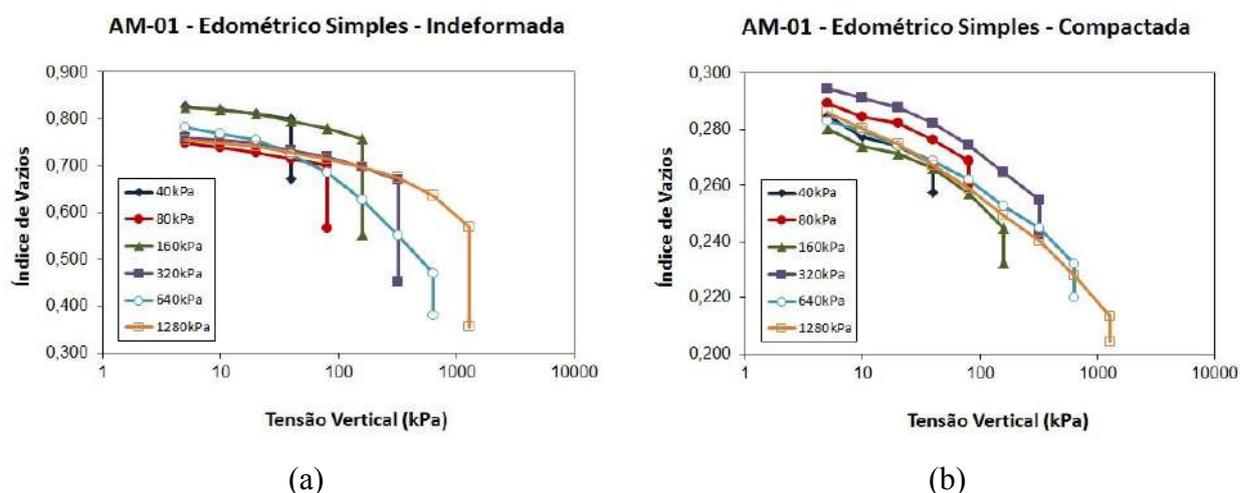
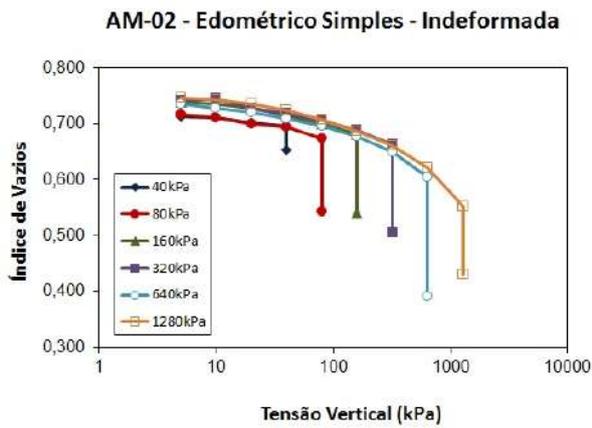
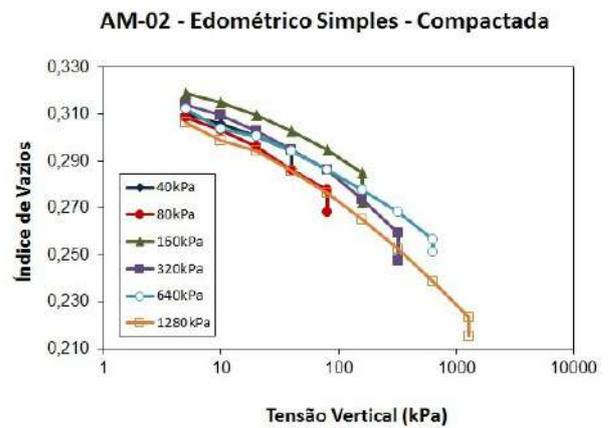


Figura 6– Resultados dos Ensaio Edométricos Simples das Amostras AM-01 com o Solo Indeformado e Compactado (MENDONÇA NETO, 2011)

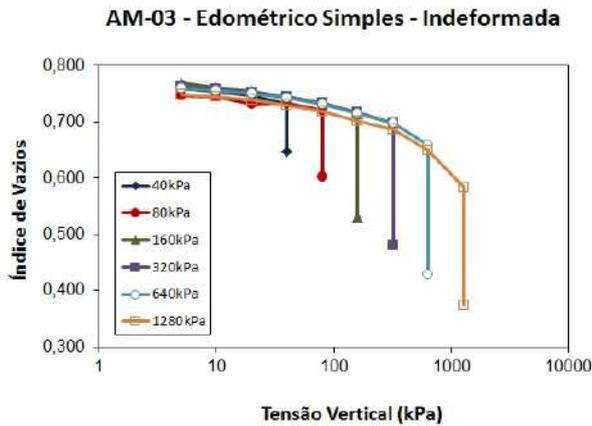


(a)

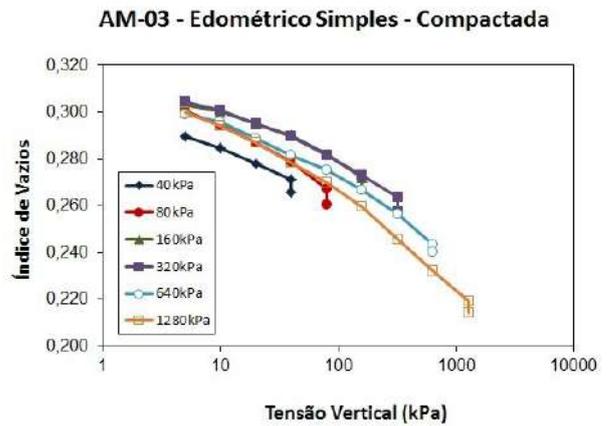


(b)

Figura 7– Resultados dos Ensaio Edométrico Simples das Amostras AM-02 com o Solo Indeformado e Compactado (MENDONÇA NETO, 2011)



(e)



(f)

Figura 8– Resultados dos Ensaio Edométrico Simples das Amostras AM-03 com o Solo Indeformado e Compactado (MENDONÇA NETO, 2011)

3.3 Análise do Canal de Irrigação

Para a simulação do canal de irrigação foram analisados dois cenários, o primeiro admitindo uma camada de solo compactado apenas na base do canal e o segundo, considerando compactação também nas margens do canal. As Figuras 9 e 10 ilustram as seções analisadas nos dois cenários.

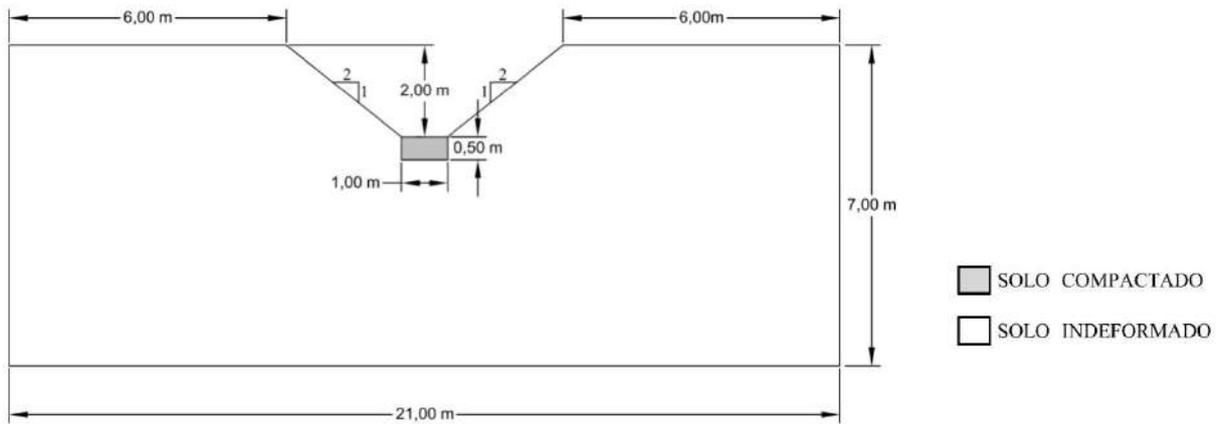


Figura 9– Seção Transversal do Canal - Caso 1

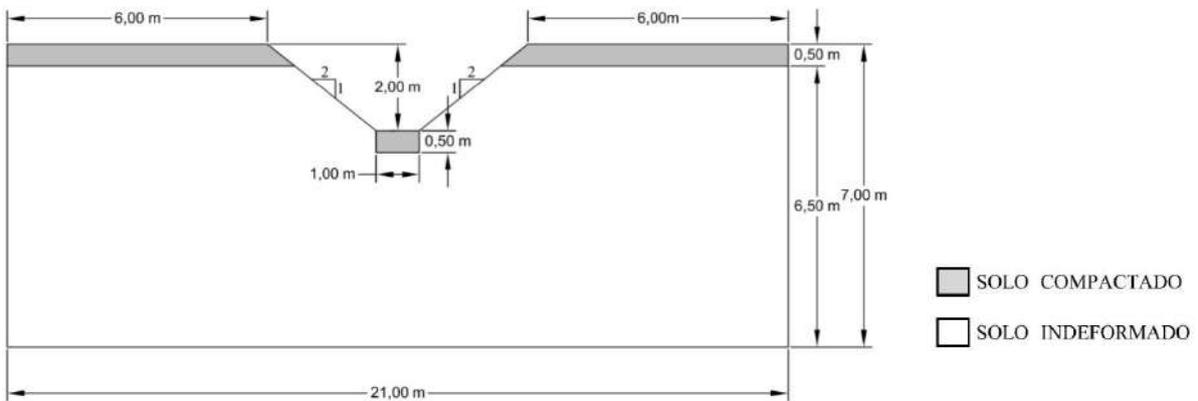


Figura 10– Seção Transversal do Canal - Caso 2

Para os dois cenários analisados a ocorrência de chuva é simulada através da condição de contorno hidráulica indicada na Figura 11, que corresponde a uma vazão de injeção de 0,025 l/s. Nesta figura também são apresentadas as condições de contorno mecânicas.

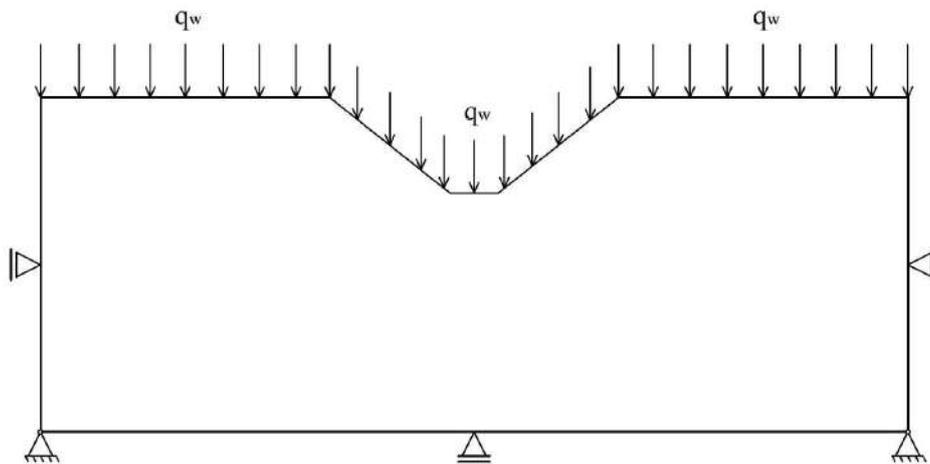


Figura 11– Condições de Contorno Hidráulica e Mecânica

O domínio considerado foi discretizado em uma malha de elementos finitos não estruturada composta por 820 nós e 1458 elementos triangulares, apresentando um maior refinamento na superfície, onde será aplicado o umedecimento (Figuras 12 e 13). Como condição inicial foi estabelecido o estado de tensão geostático e os valores de sucção correspondentes aos da amostra AM-1 indeformada e compactada. Os parâmetros adotados também foram os da amostra AM-1. O tempo de análise considerado na simulação foi de 130 minutos.

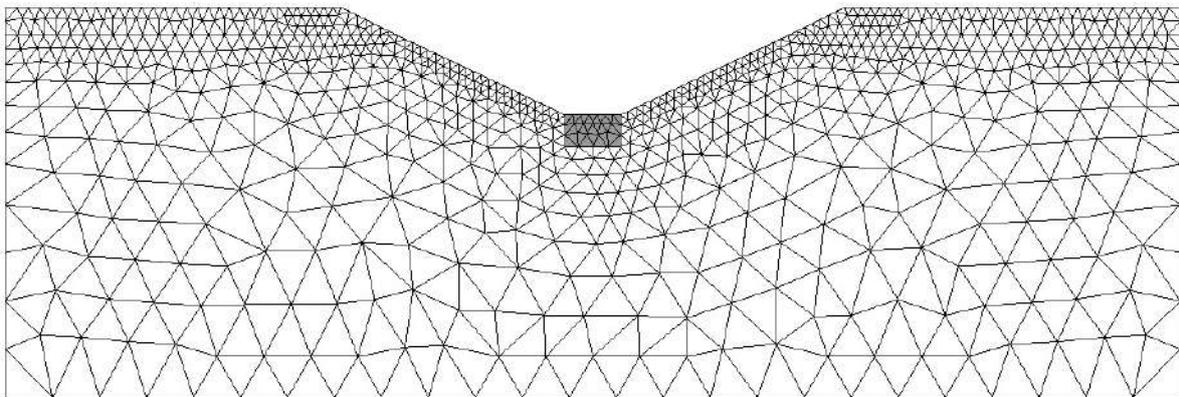


Figura 12– Malha de Elementos Finitos – Caso 1

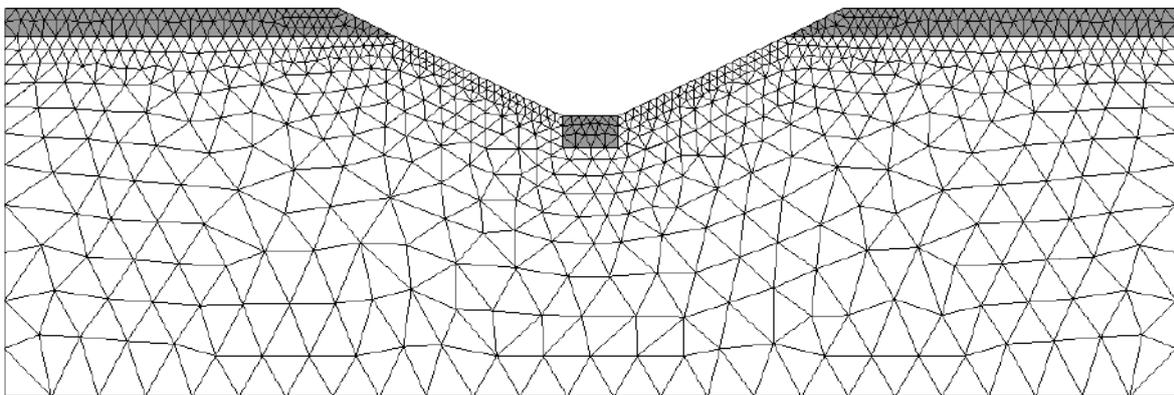


Figura 13– Malha de Elementos Finitos – Caso 2

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Ensaios Edométricos

Alguns parâmetros do modelo foram obtidos diretamente das curvas dos ensaios, tais como $\lambda(0)$, $\lambda(s)$, e k . Os demais parâmetros foram estimados através da análise do comportamento do solo nos ensaios. Os valores de p_c , β e r são estimados a partir das Equações (8) e (9) e k_s , deve ser ajustado para reproduzir o colapso final. Desta forma, várias simulações foram realizadas, observando a influência dos parâmetros β e r na curva LC, e conseqüentemente no comportamento do solo, até encontrar valores adequados para a reprodução dos ensaios. Os valores de sucção foram estimados a partir do grau de saturação das amostras, correspondendo a 3,5 Mpa, 10,0 Mpa e 5,0 Mpa, para as amostras dos grupos AM-01, AM-02 e AM-03, respectivamente, os quais foram utilizados para estimar os parâmetros da curva de retenção.

Os parâmetros utilizados na simulação dos ensaios edométricos duplos, para os três grupos de amostras, apresentados na Tabela 5, são determinados pela média dos valores obtidos nos ensaios de laboratório. Para os ensaios edométricos simples das amostras indeformadas os parâmetros são os mesmos.

Tabela 5–Parâmetros Obtidos Através dos Ensaios Edométricos Duplos

Amostras	$\lambda(0)$	k	k_s	p_c (MPa)	p_0^* (MPa)	r	β (MPa ⁻¹)
AM-01	0,098	0,028	0,0001	0,0001	0,020	0,8	3,0
AM-02	0,067	0,029	0,0001	0,0001	0,015	0,8	3,0
AM-03	0,078	0,025	0,0001	0,0001	0,013	0,8	3,0

Com relação às amostras compactadas, sabe-se que a compactação modifica as propriedades do solo, aumentando a resistência, reduzindo as deformações e também a permeabilidade. O efeito da compactação pode ser observado comparando os valores dos índices físicos nas Tabelas 3 e 4. Observa-se que as amostras compactadas apresentam γ_d maiores e índice de vazios menores que as amostras indeformadas. Nota-se ainda o aumento na umidade e grau de saturação, o que corresponde a valores de sucção menores (0,06 MPa, 0,09 Mpa e 0,075 Mpa, para as amostras dos grupos AM-01, AM-02 e AM-03, respectivamente). Os parâmetros utilizados para as amostras compactadas são apresentados na

Tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros Obtidos Através dos Ensaios Edométrico Simples das Amostras Compactadas

Amostras	$\lambda(0)$	k	k_s	p_c (kPa)	p_0^* (MPa)	r	β (MPa ⁻¹)
AM-01	0,025	0,012	0,0001	0,0001	0,035	0,8	15,0
AM-02	0,025	0,012	0,0001	0,0001	0,025	0,8	12,0
AM-03	0,025	0,012	0,0001	0,0001	0,020	0,8	15,0

A comparação dos resultados de laboratório com os obtidos na simulação numérica dos ensaios edométricos duplos, com a amostra previamente inundada e na umidade natural, pode ser visualizada nas Figuras 14, 15 e 16, para as amostras dos grupos AM-01, AM-02, e AM-03, respectivamente, onde se observa uma boa concordância para maioria dos ensaios.

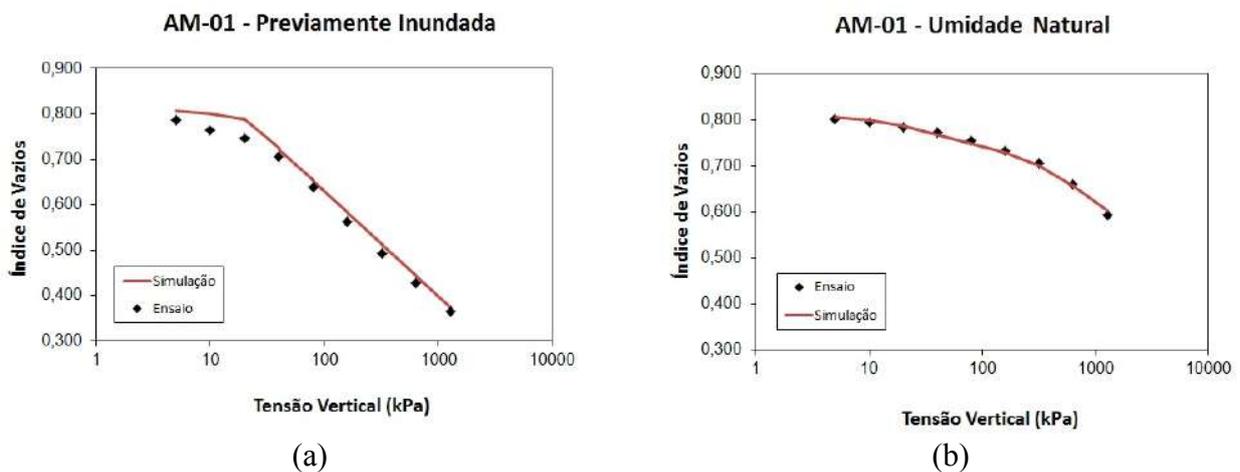


Figura 14– Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Duplos para a Amostra AM-01: (a) Previamente Inundada; (b) Umidade Natural

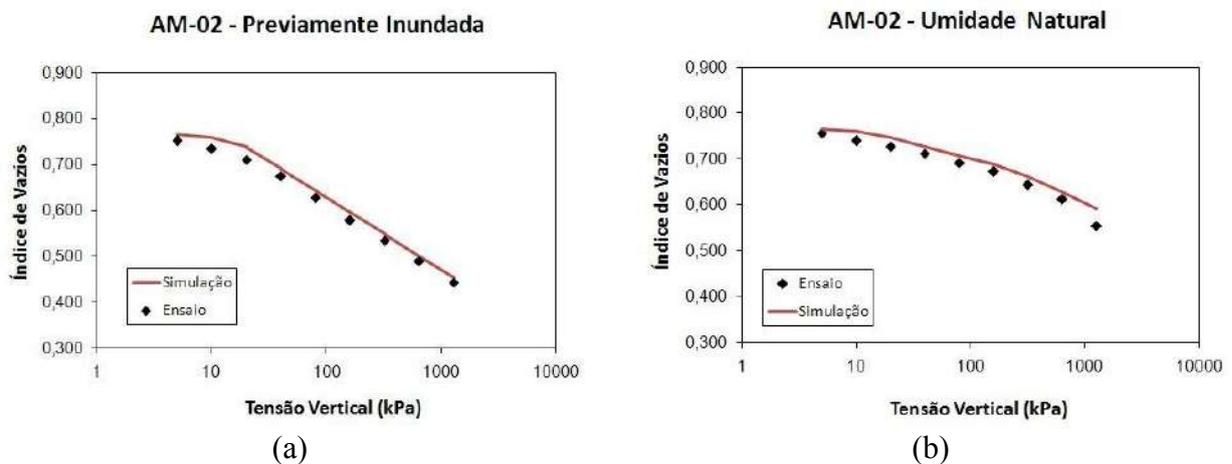


Figura 15– Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Duplos para a Amostra AM-02: (a) Previamente Inundada; (b) Umidade Natural

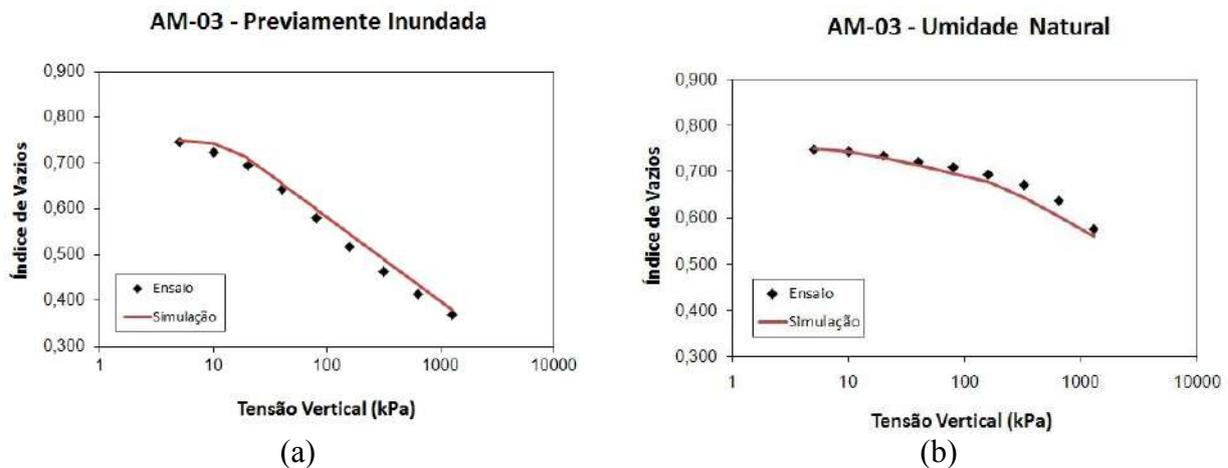
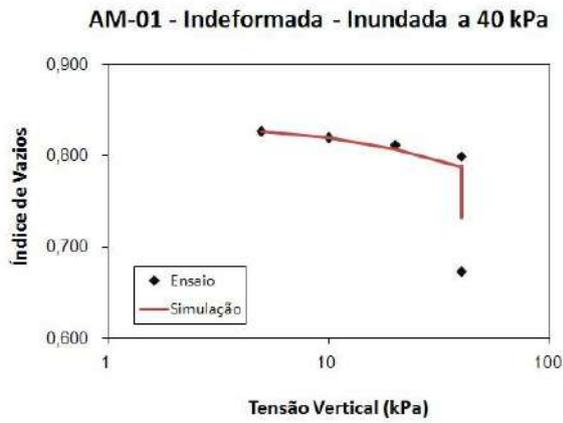


Figura 16– Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Duplos para a Amostra AM-03: (a) Previamente Inundada; (b) Umidade Natural

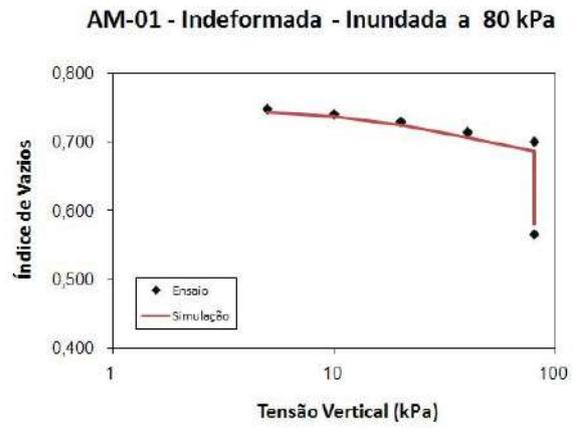
Os resultados dos ensaios edométricos simples realizados com amostras indeformadas, inundadas sob diferentes níveis de tensão, são apresentados nas Figuras 17, 18 e 19, enquanto que os referentes às amostras compactadas encontram-se nas Figuras 20, 21 e 22.

Comparando os resultados dos ensaios edométricos simples das amostras indeformadas (Figuras 17, 18 e 19), pode-se observar uma boa concordância para maioria dos ensaios, exceto para a amostra AM-01 inundada a 640kPa.

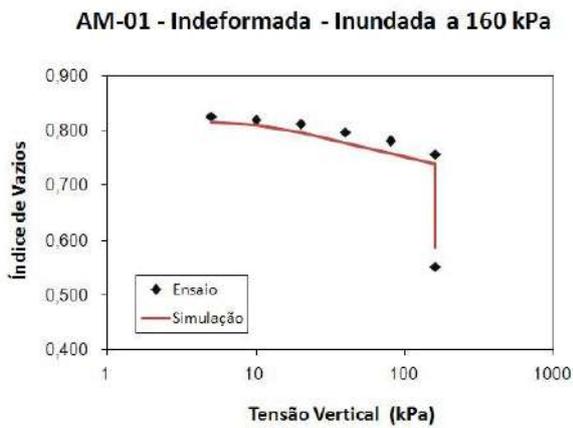
Em relação aos ensaios realizados com as amostras compactadas (Figuras 20, 21 e 22) verifica-se que o colapso cresce à medida que aumenta a tensão de inundação, até a tensão de 640kPa. Este comportamento pode estar associado ao fato de que o modelo não define um colapso máximo. Entretanto, para a tensão de inundação de 1280kPa o colapso é menor que o obtido para tensão de inundação de 640kPa. Isto acontece porque as deformações volumétricas plásticas, decorrentes do aumento de tensão, são maiores para a tensão de 1280 kPa, aumentando o valor da tensão de pré-adensamento, e conseqüentemente a região de domínio elástico, o que implica em deformações plásticas menores.



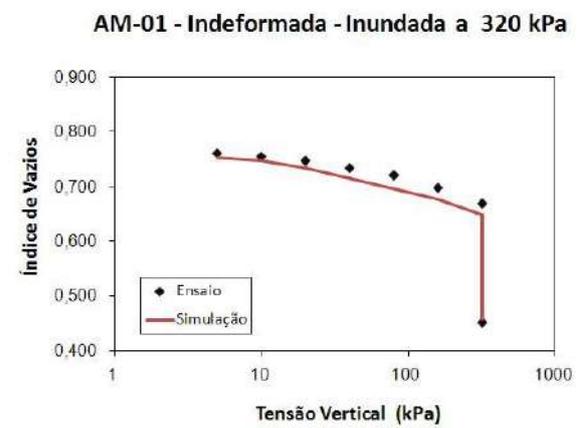
(a)



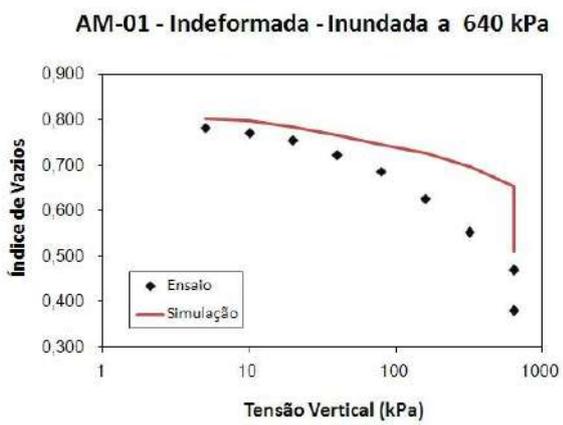
(b)



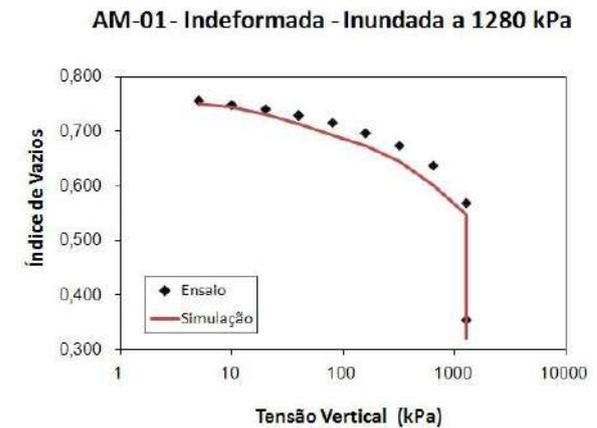
(c)



(d)

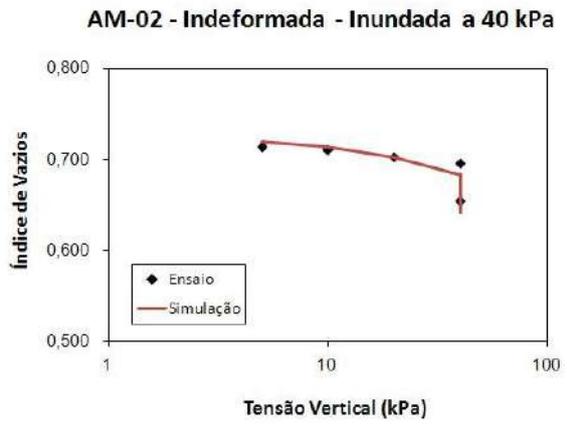


(e)

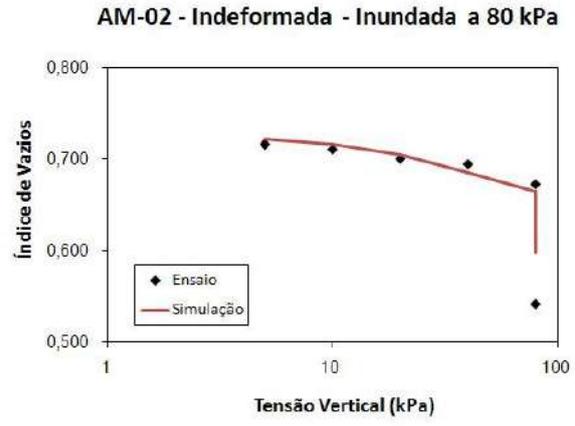


(f)

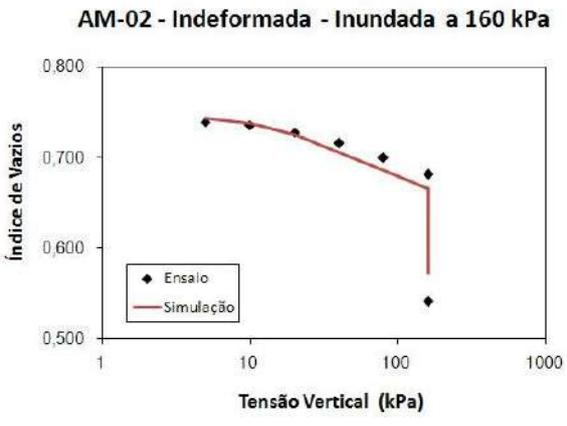
Figura 17– Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Simples para Amostra AM-01 Indeformada



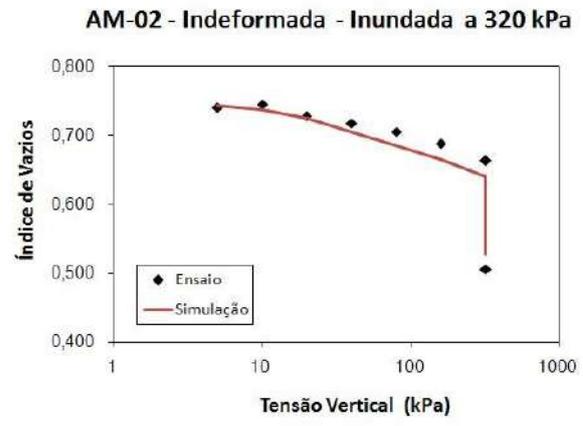
(a)



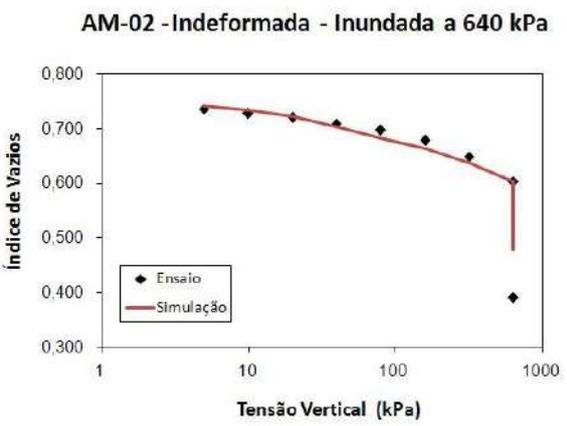
(b)



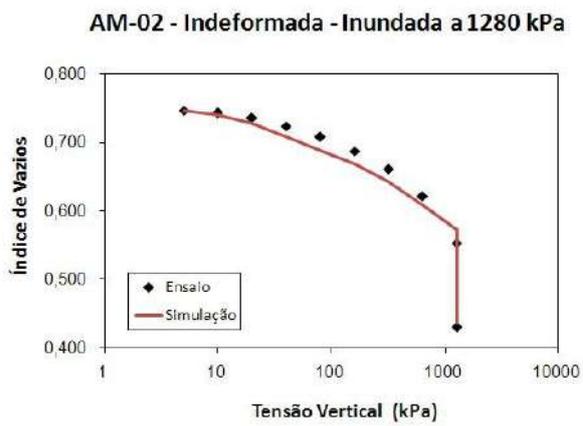
(c)



(d)

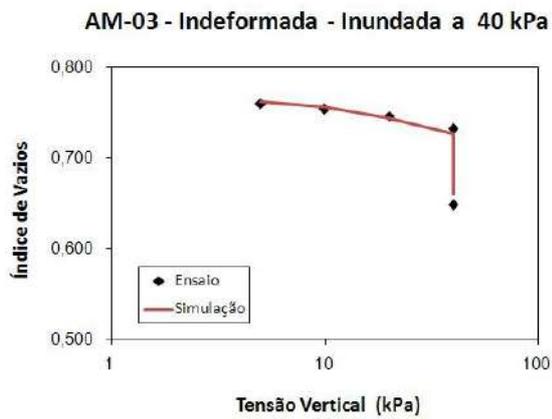


(e)

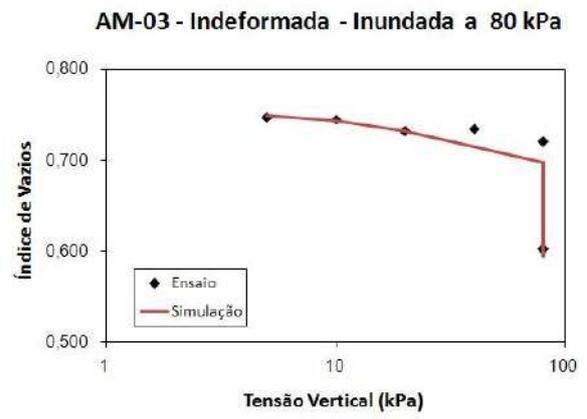


(f)

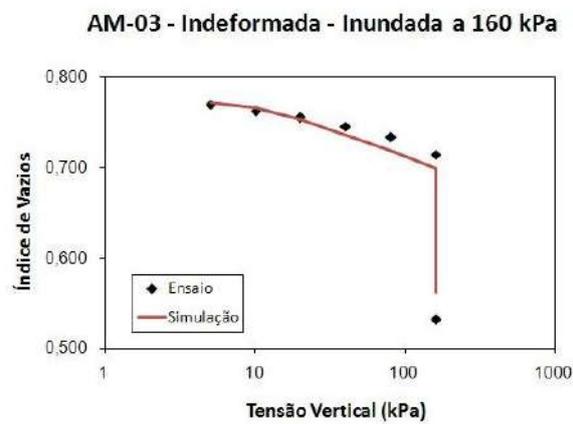
Figura 18– Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Simples para a Amostra AM-02 Indeformada



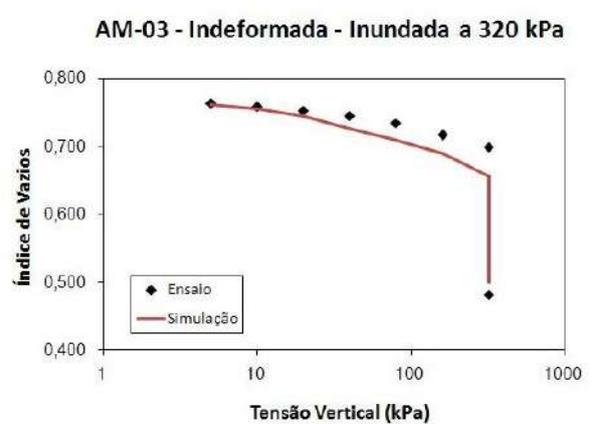
(a)



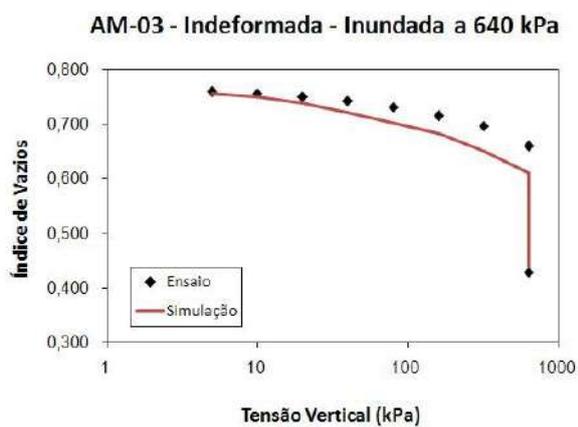
(b)



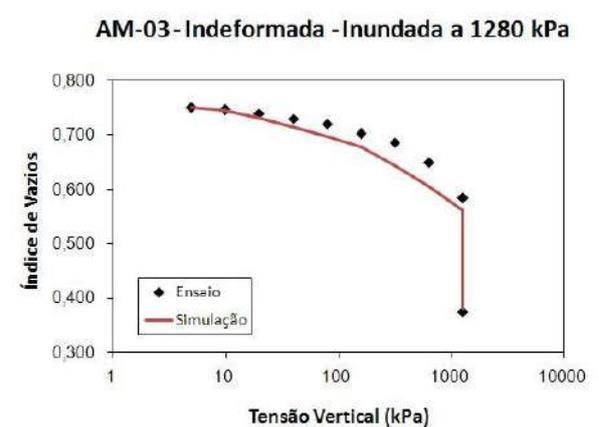
(c)



(d)

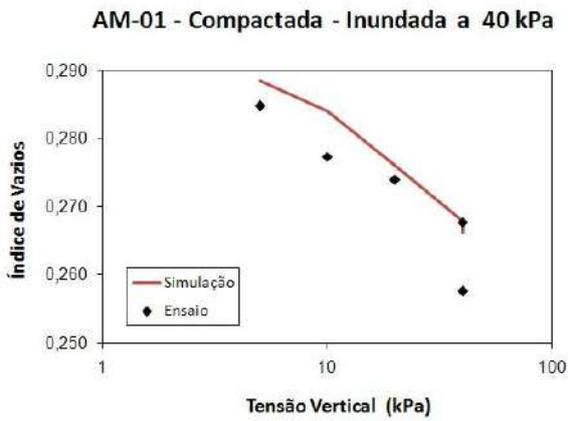


(e)

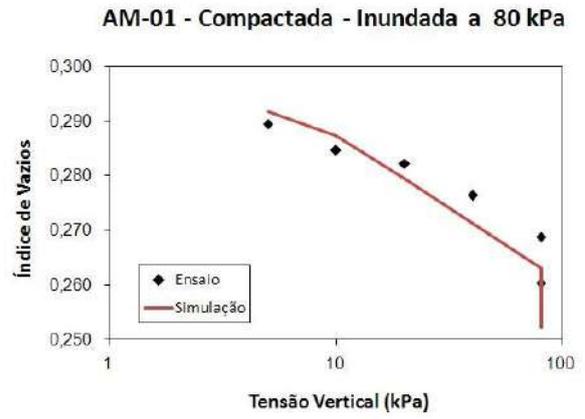


(f)

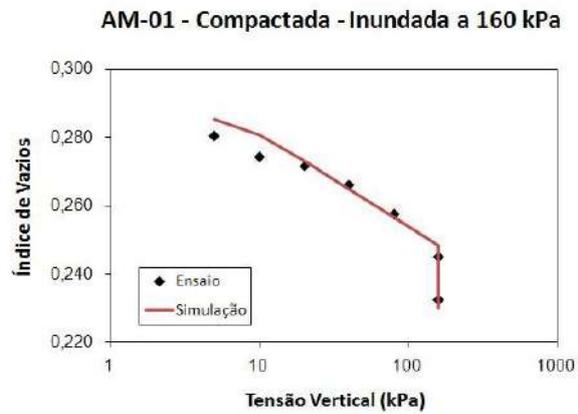
Figura 19– Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Simples para a Amostra AM-03 Indeformada



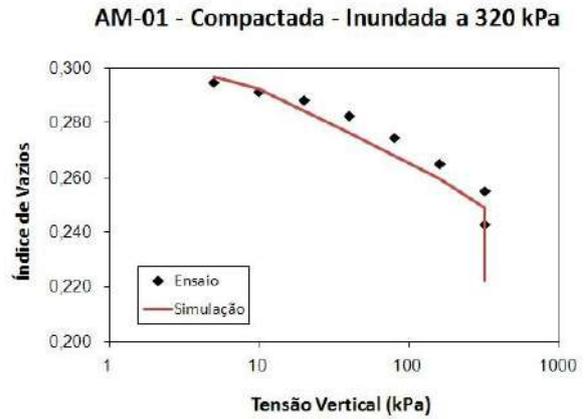
(a)



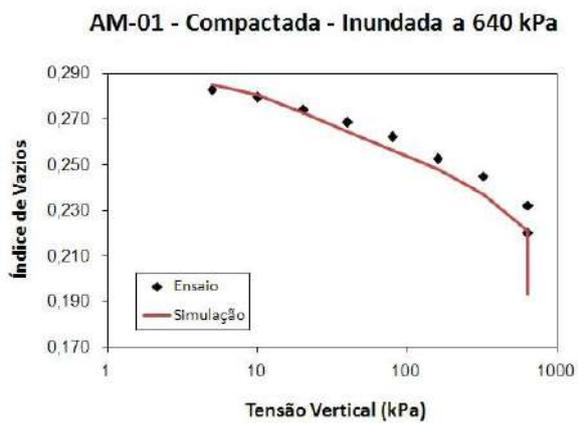
(b)



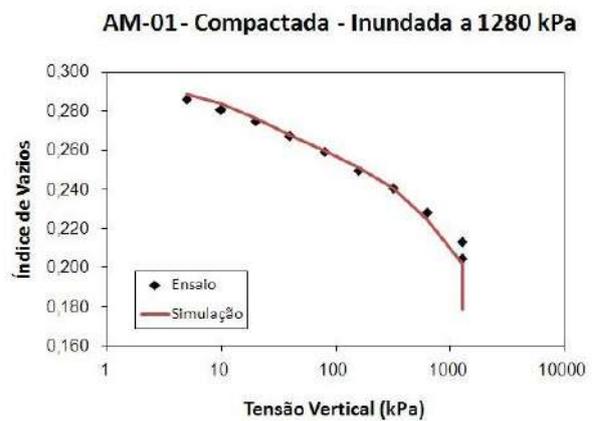
(c)



(d)

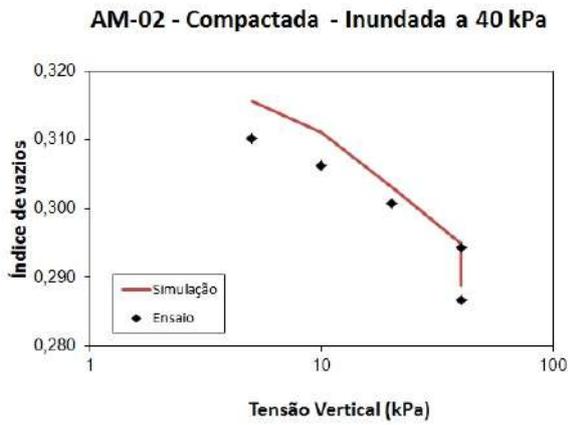


(e)

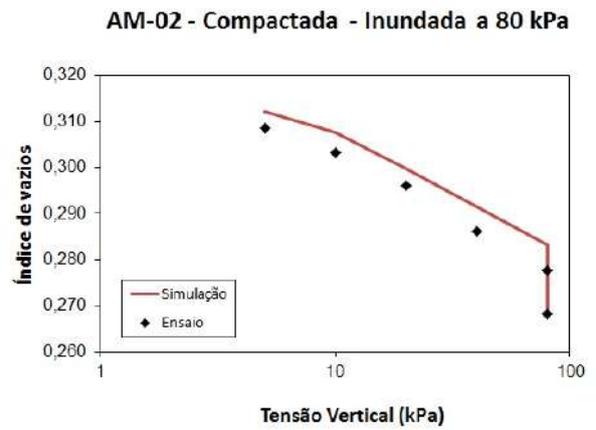


(f)

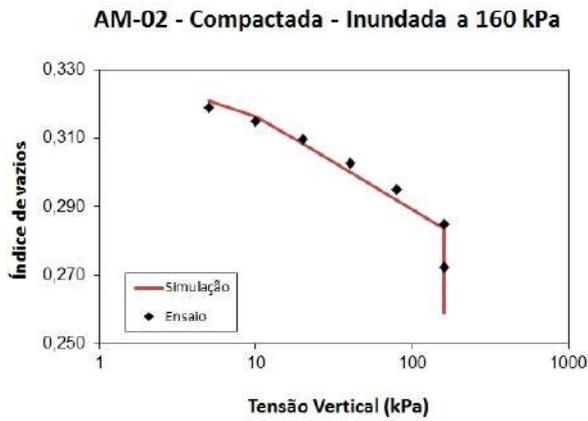
Figura 20– Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Simples para a Amostra AM-01 Compactada



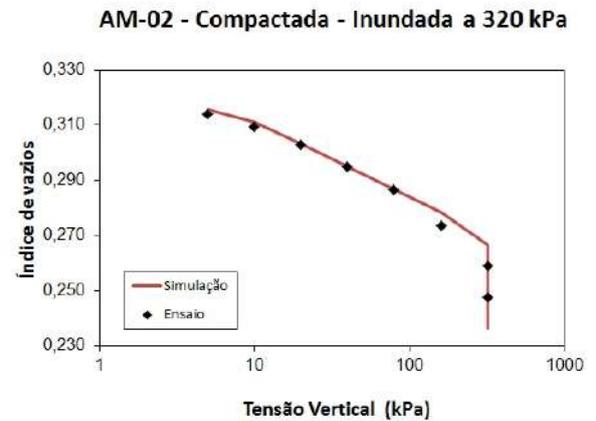
(a)



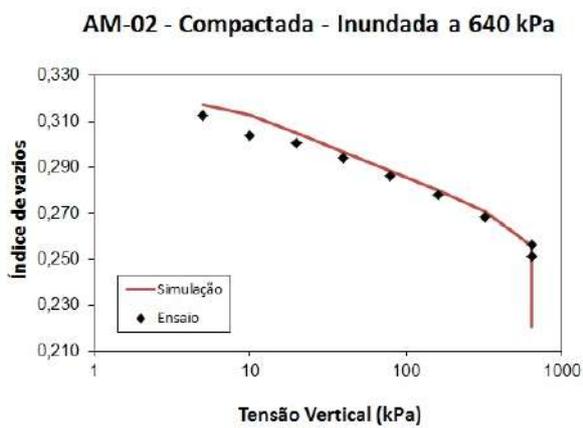
(b)



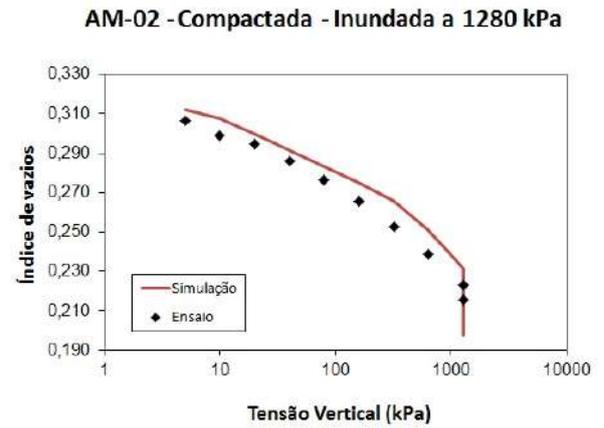
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 21–Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Simples para a Amostra AM-02 Compactada

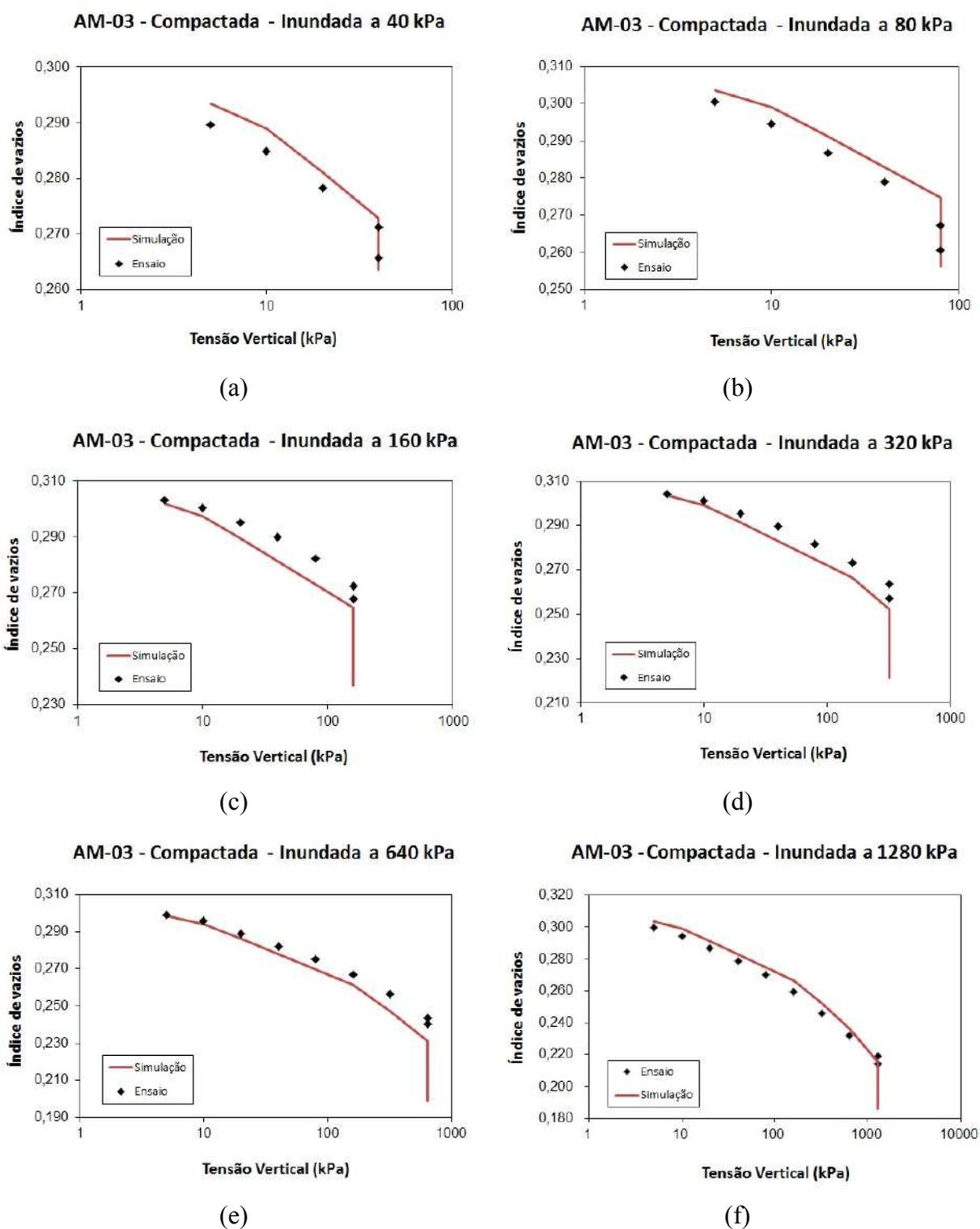


Figura 22– Comparação entre os Resultados de Laboratório e da Simulação dos Ensaios Edométricos Simples para a Amostra AM-03 Compactada

4.2 Canal de Irrigação

4.2.1 Caso 1

O início da análise corresponde à definição do estado de tensão geostático, cuja distribuição pode ser observada através da Figura 23. Na Figura 24 tem-se a distribuição da pressão de líquido inicial, onde se observa um valor mais elevado (0,06 MPa) na região compactada, enquanto para o solo na umidade natural (indeformado) tem um valor correspondente a 3,5 MPa.

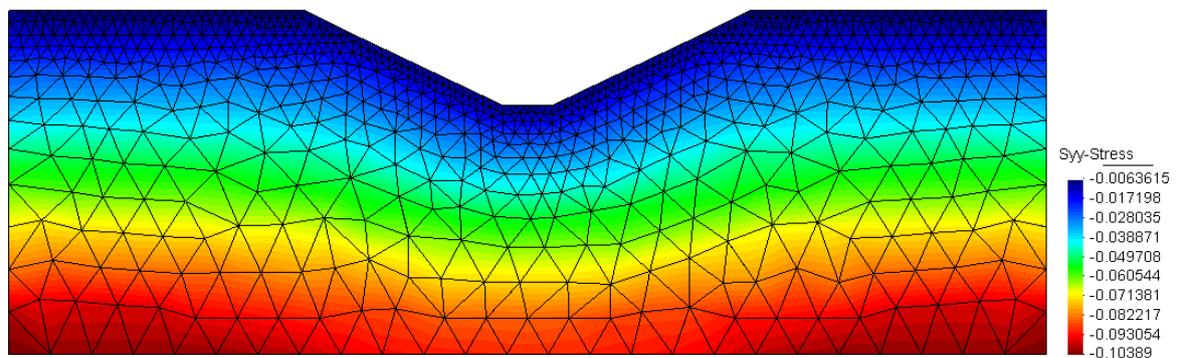


Figura 23– Tensão Vertical no Tempo Inicial – Caso 1

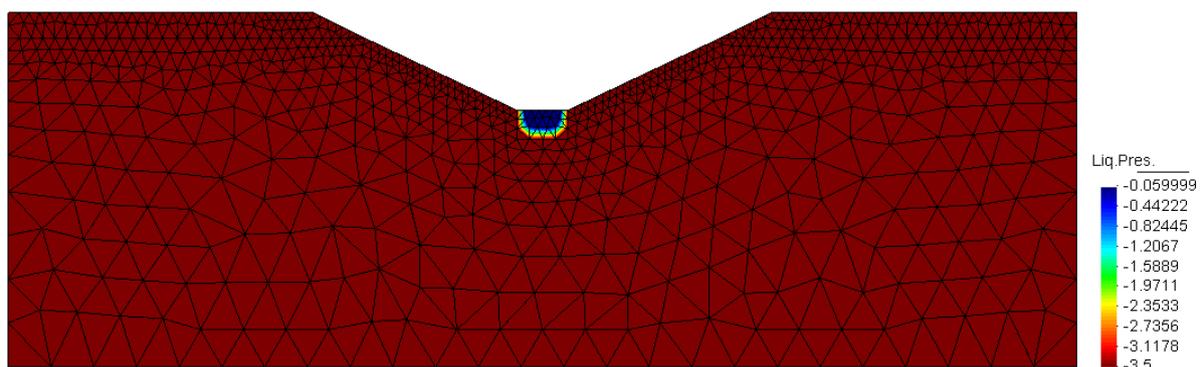


Figura 24– Pressão de Líquido no Tempo Inicial – Caso 1

Conforme descrito anteriormente, a chuva é simulada através da condição de contorno hidráulica aplicada na superfície, a qual representa uma taxa de infiltração de água. Na Figura 25 estão indicados os vetores de fluxo na região central da geometria analisada, onde se pode visualizar o caminho preferencial da água na superfície do canal. Ressalta-se que,

como a base foi compactada, considerou-se sua permeabilidade inferior à do solo na umidade natural, sendo quase imperceptível os vetores nesta região, indicando que a infiltração é bem menor na base.

A Figura 26 apresenta a distribuição da pressão de líquido após a infiltração de água, onde se observa, indiretamente, o avanço da frente de saturação.

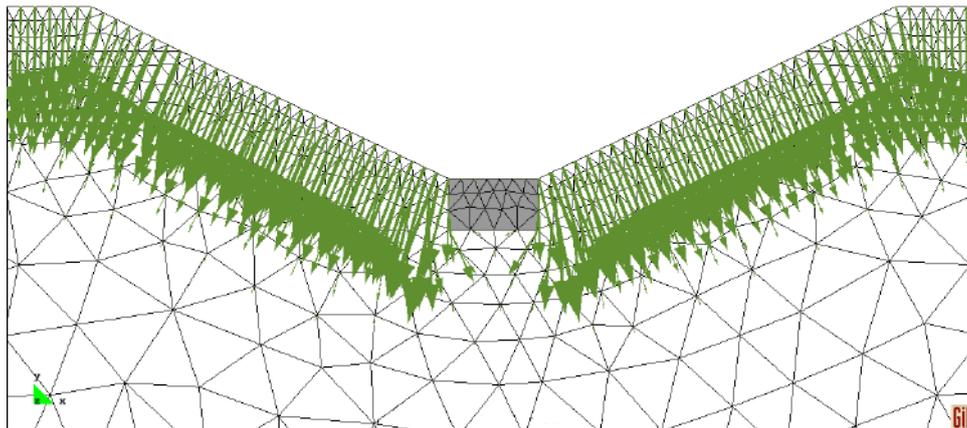


Figura 25– Vetores de Fluxo – Caso 1

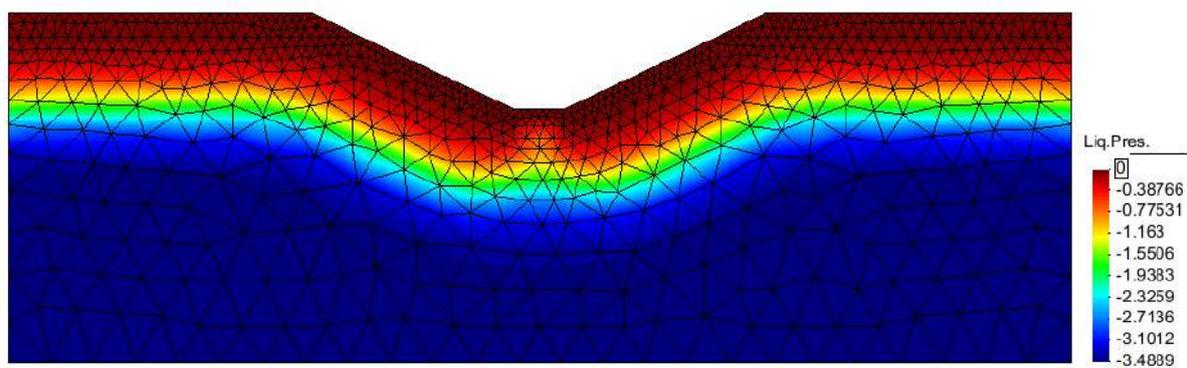


Figura 26– Pressão de Líquido no Tempo Final – Caso 1

A infiltração de água provoca o colapso do canal, que pode ser constatado através da trajetória de tensões seguida pelo elemento localizado no talude do canal, como indicado na malha de elementos finitos, ilustrada na Figura 27.

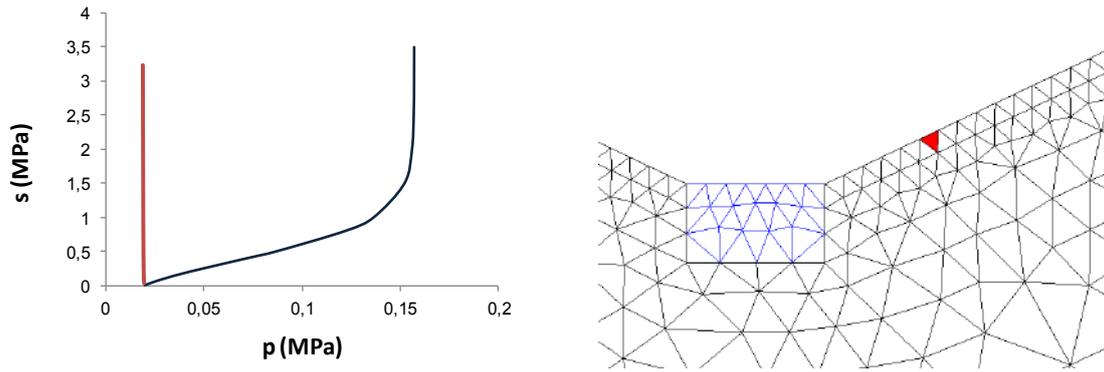


Figura 27 – Trajetória de Tensões Seguida pelo Elemento Indicado.

A Figura 28 ilustra as deformações obtidas devido à infiltração, mostrando o colapso do solo na umidade natural, enquanto os deslocamentos verticais podem ser observados na Figura 29.

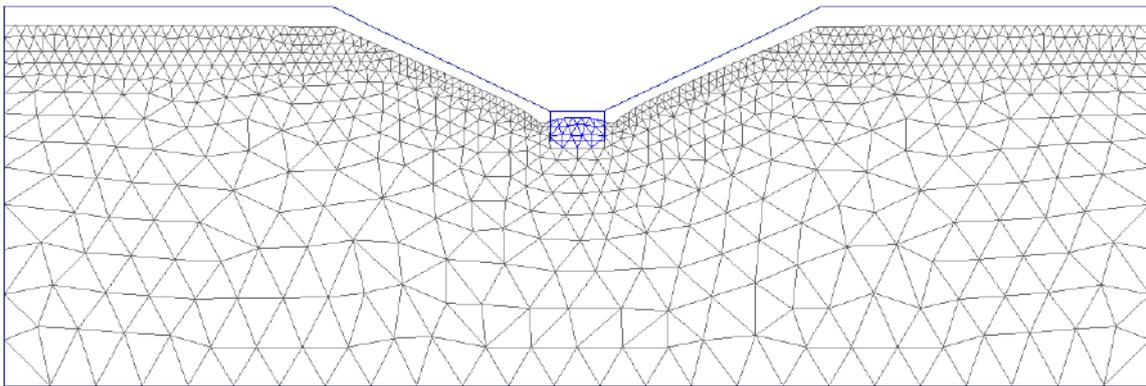


Figura 28 – Malha Deformada – Caso 1

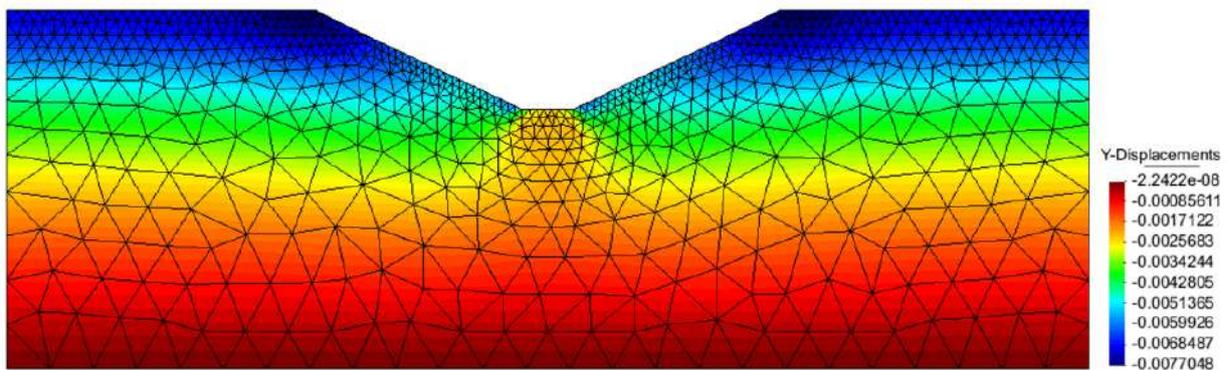


Figura 29 – Deslocamentos Verticais - Caso 1

4.2.2 Caso 2

Para o Caso 2 as tensões iniciais são semelhantes às do Caso 1, enquanto que a distribuição das pressões de líquido passa a ser a indicada na Figura 30.

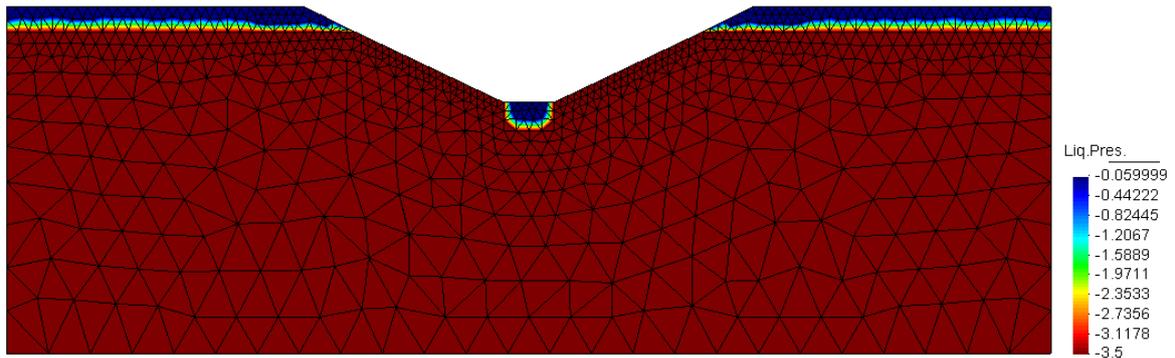


Figura 30 – Pressão de Líquido no Tempo Inicial – Caso 2

Os vetores de fluxo desta simulação, ilustrados na Figura 31, indicam novamente a redução da infiltração nas regiões compactadas, mostrando o caminho preferencial da água na região onde o solo permanece com sua umidade natural (maior permeabilidade). A Figura 32 representa o avanço da frente de saturação.

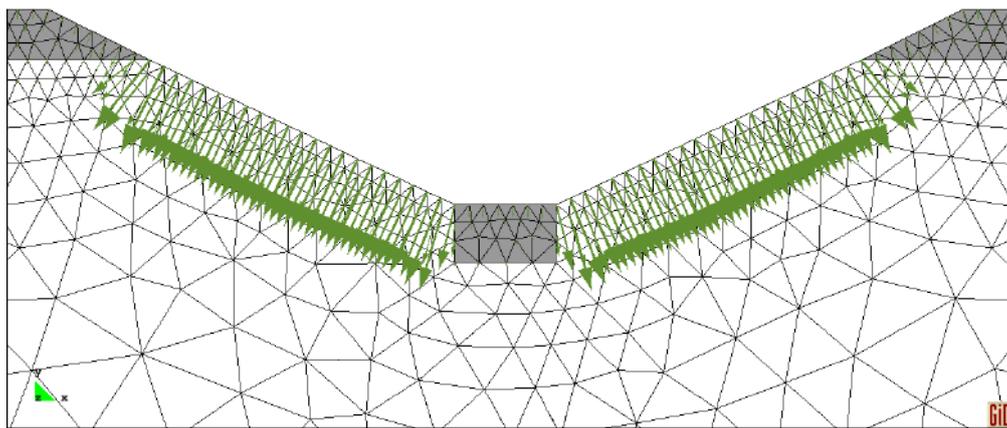


Figura 31 – Vetores de fluxo – Caso 2

As deformações obtidas podem ser observadas na Figura 33, onde se observa que o colapso ocorreu apenas na região que não foi compactada.

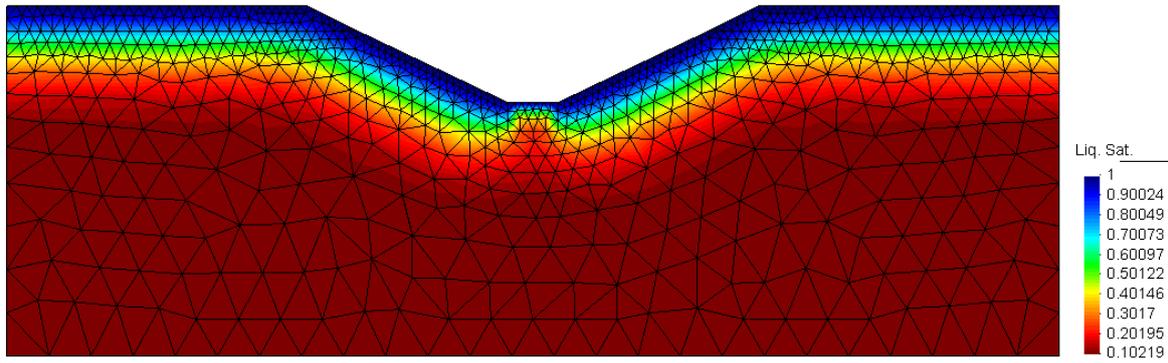


Figura 32 – Saturação no Tempo Final – Caso 2

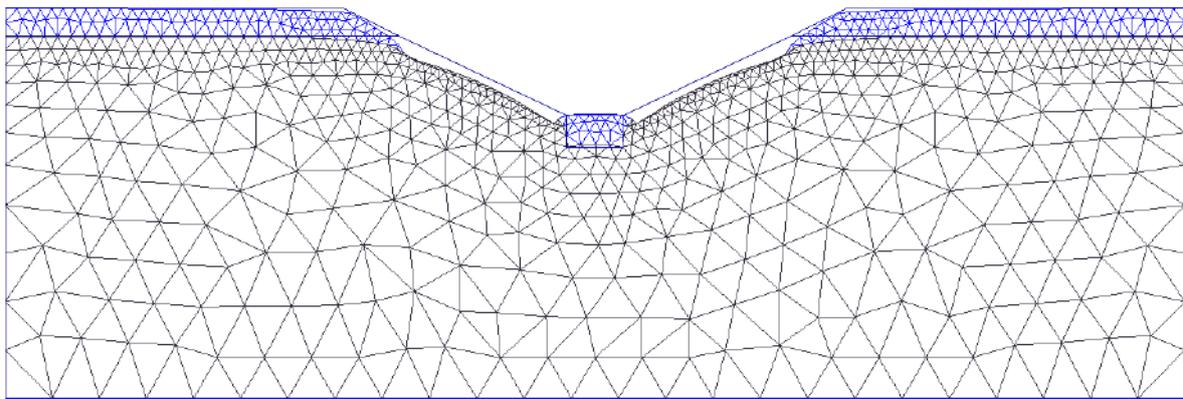


Figura 33 – Malha Deformada – Caso 2

Na Figura 34 observa-se que os deslocamentos verticais são maiores na região onde o solo não está compactado.

A comparação das análises dos resultados do Caso 1 e Caso 2 demonstram a importância da compactação no comportamento dos solos não saturados, principalmente no que se refere a evitar a possibilidade de ocorrência de colapso devido à variação de umidade.

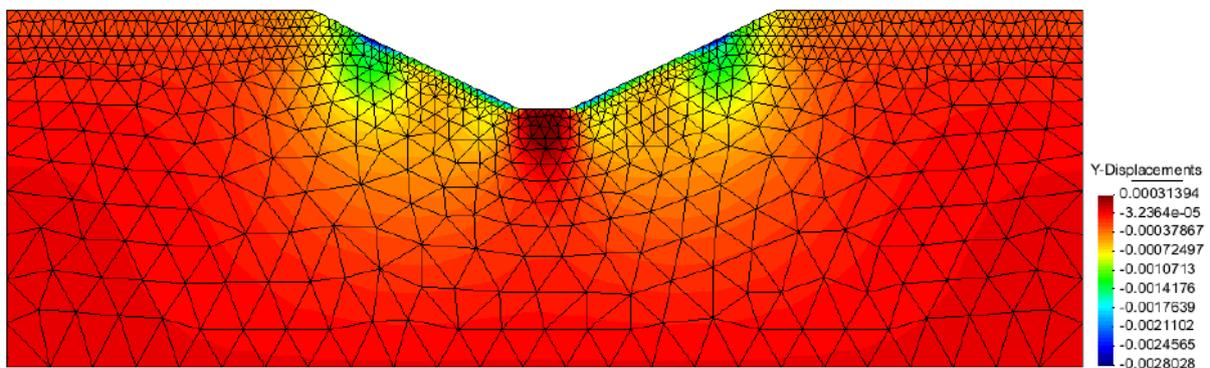


Figura 34 – Deslocamentos Verticais - Caso 2

5 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos nas análises numéricas dos ensaios edométricos simples e duplos apresentaram boa concordância com os ensaios de laboratório.

Através das análises da simulação do canal de irrigação foi possível observar a ocorrência do colapso na região com solo na umidade natural. Na região compactada as deformações foram bem menores, devido a maior resistência e rigidez deste solo, mostrando a importância dos efeitos da compactação no comportamento dos solos compactados.

De modo geral, os estudos e análises desenvolvidos neste trabalho possibilitaram uma melhor compreensão e interpretação do comportamento dos solos colapsíveis. Ressalta-se ainda a possibilidade da utilização do modelo na previsão do comportamento de obras com solos não saturados, indicando desta forma, interesse de aplicação local e regional, uma vez que estes solos são típicos de região de clima semi-árido, como o nordeste do Brasil.

6 TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para trabalhos futuros apresentamos as seguintes propostas:

- realizar simulação considerando a superfície de todo o canal com solo compactado, a fim de verificar o comportamento do canal diante da ocorrência de chuva;
- aproveitar as configurações dos casos analisados neste trabalho considerando o canal pronto, com o revestimento de concreto, e realizar análises do comportamento do solo diante do enchimento do canal.

REFERÊNCIAS

ALONSO, E. E., GENS, A. & HIGHT, D. W., (1987), **Special problem soils**. General Report. In Proc. 9th European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3, pp. 1087-1146.

ALONSO, E. E., GENS, A. & JOSA, A. (1990), **A constitutive model for partially saturated soils**. Geotechnique, vol. 40, no 3, pp. 405-430

ALONSO, E. E., (1993), **Constitutive modelling of unsaturated soils**. In: Unsaturated soils: recent developments and applications (E. Alonso, A. Gens editors), Civil Engineering European Course (COMETT).

BISHOP, A. W. e BLIGHT, G. E., (1963), **Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils**, Geotechnique, Vol. 13, n 3, pp. 177-198.

CEZANO, M. T. L. (2010), **Modelagem do comportamento hidro-mecânico acoplado em solos não saturados**, Projeto de Iniciação Científica.

COSTA, L. M.; PONTES FILHO, I. D. S.; FERREIRA, S. R. M. (2003) **Numerical Modelling of Hydro-Mechanical Behaviour of Plate Tests With Wetting In Collapsible Soil**. In: VII International Conference on Computational Plasticity, COMPLAS 2003, Barcelona; ISSN: 8495999226, em CD.

COSTA, L. M.; GUIMARÃES, L. J. do N.; PONTES FILHO, I. D. S.; FERREIRA, S. R. M. (2004) **Simulação do expansocolapsômetro em solos não saturados**. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, v. 1. p. 135-141

COSTA, L. M. ; PONTES FILHO, I. D. S.; GUIMARÃES, L. J. N.; FERREIRA, S. R. M. (2008). **Numerical Modelling of Hydro-Mechanical Behaviour of Collapsible Soils**. Communications in Numerical Methods in Engineering, v. 24, p. 1839-1852

FERREIRA, S. R. M., (1995), **Colapso Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

FERREIRA, S. R. M. (2008). **Solos Colapsíveis e Expansivos: uma Visão Panorâmica no Brasil**. In: VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2008, Salvador. VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, Salvador: EDUFBA, v. 2, 593-619pp.

FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R., (1977), **Stress state variables for unsaturated soils**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 103, No. GT5, 447-466.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. (1993) **Soil Mechanics for Unsaturated Soil Behaviour**. New York: John Wiley & Sons, 517p.

FUCALE, S. P., (2000), **Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do estado de Pernambuco**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Departamento de Engenharia Civil

GUIMARÃES, L. J. N. (2002), **Análise multi-componente no isoterma em médio poroso deformável no saturado**. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica Catalunya, Barcelona, pp. 195

JENNINGS, J.E. e BURLAND, J. B., (1962), **Limitations to the Use Effective Stresses in Partly Saturated Soils**. Geotechnic, Vol. 12, nº 12, pp. 125-144.

MENDONÇA NETO, H. C. de (2011), **Análise do Comportamento de Colapso de um Solo Colapsível Utilizado em Canal de Irrigação**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco. Departamento de Engenharia Civil.

OLIVELLA, S. (1995). **Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media**, PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

TEIXEIRA, M. M. C. de A. D., (2006), **Modelagem Hidro-Mecânica dos Solos Colapsíveis de Petrolândia**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco. Departamento de Engenharia Civil.

TERZAGHI, K., (1936), **The Shear Resistance of Saturated Soils**. Proc. 1st Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng. Vol. 1, pp. 54-56.

VAN GENUCTCHEN, M. T. (1980), **A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils**. Soil Science Society of American Journal, Vol. 44, pp.892-898.