



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DO COLAPSO DE UM SOLO COMPACTADO DEVIDO À
INUNDAÇÃO E À INTERAÇÃO SOLO-LÍQUIDO CONTAMINANTE**

RECIFE, MARÇO DE 2006

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

EDUARDA DE QUEIROZ MOTTA

**ANÁLISE DO COLAPSO DE UM SOLO COMPACTADO DEVIDO À
INUNDAÇÃO E À INTERAÇÃO SOLO-LÍQUIDO CONTAMINANTE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Ciências em Engenharia Civil.

ORIENTADOR: Prof. Silvio Romero de Melo Ferreira

Recife, PE – Brasil

Março de 2006

M921 Motta, Eduarda de Queiroz

Análise do Colapso de um Solo Compactado Devido à Inundação e à Interação Solo-Líquido Contaminante / Eduarda de Queiroz Motta. – Recife: O Autor, 2006.
xiv, 114 folhas, il.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Centro de Tecnologia e Geociências. Departamento de Engenharia Civil, 2006.

Inclui bibliografia e índice.

1. Mecânica dos Solos. 2. Solos Colapsíveis. 3. Contaminação do Solo. 4. Interação Solo-Líquido. I.
Título.

624 CDD (22. ed.)

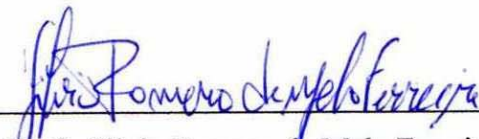
BCTG / 2006 - 10

**ANÁLISE DO COLAPSO DE UM SOLO COMPACTADO DEVIDO À
INUNDAÇÃO E À INTERAÇÃO SOLO-LÍQUIDO CONTAMINANTE**

Eduarda de Queiroz Motta

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE
PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



Prof.: Silvio Romero de Melo Ferreira, D.Sc.



Prof.: Orencio Monje Vilar, D.Sc.



Prof.: José Fernando Thomé Jucá, D.Sc.

Recife, PE – Brasil

Março de 2006

Aos meus pais, Fernando e Vera,
minhas irmãs e sobrinha.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Silvio Romero de Melo Ferreira pela orientação e incentivo durante o desenvolvimento deste trabalho.

À minha família pela compreensão e amor que sempre me dedicaram; em especial a meus pais Fernando e Vera.

Ao meu namorado, Romero Azevêdo, por me apoiar e estar ao meu lado me ajudando e incentivando, sendo um amigo presente nas alegrias e tristezas.

Aos amigos, Rafael Santana e Ricardo Marques, pelo excelente convívio e amizade.

Ao professor José Edson Gomes de Souza, do Departamento de Química da UNICAP, pela ajuda e acompanhamento na determinação dos índices físico-químicos dos líquidos.

Aos professores Arminda Sacone e Sérgio Paiva, do Departamento de Química da UNICAP, pelos ensaios químicos do solo.

À professora Valdinete Lins, do Departamento de Engenharia Química da UFPE, pela realização dos ensaios de condutividade e de qualidade dos líquidos de inundação.

À equipe técnica do Laboratório de Solos e Instrumentação do Departamento de Engenharia Civil da UFPE, Severino, Francisco, Leandro e ao Eng. Antônio Brito, pela amizade e por todo apoio na fase experimental deste trabalho.

Aos colegas, professores e funcionários da área de Geotecnia da UFPE, pela agradável convivência e amizade.

A todos os colegas que, de alguma maneira, contribuíram nesta caminhada.

RESUMO

O comportamento de colapso de um solo compactado, devido à inundação com diferentes líquidos, é analisado através de ensaios de laboratório. O solo é uma Areia Amarelo-Avermelhada do Município de Petrolândia, situado na região Semi-Árida do Estado de Pernambuco, a 520km do Recife. O solo foi coletado entre as profundidades de 1,0 e 2,2m, onde geralmente estão assentes as fundações rasas, e foi compactado estaticamente com peso específico aparente seco de campo e máximo, na umidade natural e ótima, respectivamente. O colapso foi induzido através da inundação das amostras com Esgoto Bruto; soluções preparadas a base de substâncias que compõem as Águas Servidas (Água Sanitária, Detergente Líquido, Sabão em Pó e Óleo de Soja); Chorume; e Água Destilada, que serviu como parâmetro comparativo entre os líquidos utilizados. No programa de investigação geotécnica em laboratório, realizaram-se ensaios de caracterização física do solo natural; ensaios edométricos, simples e duplos; ensaios de caracterização química do solo, antes e após inundação com diferentes líquidos; e ensaios físico-químicos dos líquidos utilizados para inundação nos ensaios edométricos. Analisam-se as influências de alguns fatores que provocam e atuam no colapso, como: o peso específico aparente seco e teor de umidade inicial; tensão vertical de inundação; e interação solo-líquido percolante, através das características físico-químicas dos líquidos utilizados. Conclui-se que a magnitude do colapso e do comportamento de compressibilidade do solo depende do estado tensional do solo (tensão aplicada, estrutura e variação de teor de umidade) e da interação físico-química entre solo e líquido de inundação. Constata-se a influência da tensão superficial dos líquidos no tempo da sua interação com o solo; e verificam-se, neste solo, a tendência a Potenciais de Colapso mais altos para líquidos de pH mais alcalinos e a leve tendência a Potenciais de Colapso mais altos para líquidos de inundação com maiores condutividades. No entanto, deve-se analisar o conjunto de fatores que influenciam no comportamento colapso do solo, e não atribuí-lo apenas a um fator isolado.

ABSTRACT

The collapse behavior of a compacted soil, due to inundation with different liquids, is analyzed through lab tests. The soil is made up of a yellowish-red sand from Petrolândia, a town located in the Semi-Arid Region of Pernambuco State, 520 km away from Recife. The soil samples were collected between 1.0 and 2.2 m of depth, where shallow foundations are usually found, and were statically compacted with a field and maximum apparent specific dry weight, with both a natural and an optimum humidity rate, respectively. The collapse was induced through inundation of samples with non-processed sewage; solutions prepared with sewage substances (chlorine water, kitchen detergent, soap powder, soybean oil); leachate; distilled water, which served as a parameter for comparison among the liquids used. The laboratory program for geotechnical research carried out tests for the physical characterization of the natural soil; single and double edometric tests; tests for the chemical characterization of the soil, before and after inundation with different liquids; and physical-chemical tests with the liquids used for inundation in edometric tests. The influences of a few factors which cause collapse and act on it were analyzed, such as apparent specific dry weight and initial humidity rate; vertical inundation tension; and interaction between the soil and percolating liquids, through the physical-chemical characteristics of the liquids used. It has been concluded that the collapse magnitude and the soil compressibility behavior depend on the tensional state of the soil (applied tension, structure and variation of humidity rate), and on the physical-chemical interaction between the soil and the inundation liquid. An influence of the surface tension of liquids on the time of the interaction with the soil was found, as well as a tendency for higher collapse potentials in liquids with a more alkaline pH and a slight tendency for higher collapse potentials in inundation liquids with higher conductivity. All the factors influencing soil collapse behavior must be analyzed, though, not being advisable to attribute it to an individual factor.

ÍNDICE

CAPÍTULO I – Introdução	1
1.1 Considerações Preliminares	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Estrutura da Dissertação	4
CAPÍTULO II – Revisão Bibliográfica	5
2.1 Considerações Gerais	5
2.2 Definições e Terminologias Utilizadas para Solos Colapsíveis	6
2.3 Ocorrência e Tipos de Solo com Comportamento Colapsível	7
2.4 Estrutura dos Solos Colapsíveis	9
2.5 Mecanismo de Colapso e Condicionantes	13
2.6 Métodos de Identificação e Classificação de Solos Colapsíveis	17
2.7 Principais Fatores que Influenciam no Colapso	21
2.7.1 Umidade Inicial do Solo e Peso Específico Aparente Seco	22
2.7.2 Estado de Tensão	23
2.7.3 Vazão de Inundação	24
2.7.4 Tipo de Permeante	25
2.8 Propriedades dos Líquidos de Inundação	29
2.8.1 Tensão Superficial e Interfacial	30
2.8.2 Condutividade Elétrica e Constante Dielétrica	31
2.8.3 Potencial Hidrogeniônico – pH	33
2.9 Propriedades do Solo Ensaiado	33
2.9.1 Localização	33
2.9.2 Aspectos Geomorfológicos	35
2.9.3 Aspectos Geológicos	36
2.9.4 Aspectos Climáticos	36
2.9.5 Aspectos Geotécnicos	38
2.9.6 Caracterização Física do Solo	39
2.9.7 Caracterização Química do Solo	41
2.9.8 Caracterização Mineralógica	42
2.9.9 Caracterização Micromorfológica	42

2.9.10 Pedologia	44
2.9.11 Curva Característica	45
CAPÍTULO III - Metodologia dos Ensaios	46
3.1 Introdução	46
3.2 Caracterização Física do Solo	47
3.3 Preparação das Amostras	47
3.4 Compactação Estática dos Corpos de Prova	47
3.5 Ensaios Edométricos Convencionais	49
3.5.1 Ensaios Edométricos Simples	51
3.5.2 Ensaios Edométricos Duplos	51
3.6 Caracterização Química do Solo	52
3.7 Ensaios Físico-Químicos dos Líquidos	53
3.7.1 Tensão Superficial	54
3.7.2 Potencial Hidrogeniônico – pH	56
3.7.3 Condutividade Elétrica, DBO, DQO e Sólidos Totais	56
CAPÍTULO IV – Apresentação e Análise dos Resultados	57
4.1 Introdução	57
4.2 Caracterização Física do Solo	57
4.2.1 Granulometria e Peso Específico dos Grãos	57
4.2.2 Compactação	59
4.3 Características dos Líquidos de Inundação	60
4.4 Ensaios Edométricos Convencionais	61
4.4.1 Ensaios Edométricos Simples	62
4.4.2 Ensaios Edométricos Duplos	78
4.5 Caracterização Química do Solo Antes e Após o Colapso	88
4.6 Fatores que Influenciam no Colapso	91
4.6.1 Influência da Umidade Inicial e Peso Específico Aparente Seco	91
4.6.2 Influência da Tensão Vertical de Inundação	92
4.6.3 Influência das Propriedades dos Líquidos	93
CAPÍTULO V – Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas	97
5.1 Principais Conclusões	97
5.2 Sugestões para Futuras Pesquisas	99
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101

FIGURAS

CAPÍTULO II – Revisão Bibliográfica

Figura II.1	Mapa de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis do Estado de Pernambuco (AMORIM, 2004).	9
Figura II.2	Modelos estruturais de solos colapsíveis, adaptado de DUDLEY (1970) e CLEMENCE e FINBAR (1981).	11
Figura II.3	Eletromicrografias da estrutura da Areia Amarelo-Avermelhada na amostra indeformada (FERREIRA, 1995).	12
Figura II.4	Eletromicrografias da estrutura da Areia Amarelo-Avermelhada na amostra após o colapso sob tensão de 320kPa (FERREIRA, 1995).	13
Figura II.5	Estrutura do Silte/Argila sugerida por CASAGRANDE (1932) antes e após o colapso (HOUSTON et al., 1988).	14
Figura II.6	Ensaio edométrico de um solo colapsível (PINTO, 2002).	16
Figura II.7	Influência da tensão de inundação no colapso (FERREIRA, 1995).	23
Figura II.8	Influência da vazão de inundação no colapso (FERREIRA, 1995).	25
Figura II.9	Influência do tipo de permeante no colapso (FERREIRA, 1995).	27
Figura II.10	Tensão superficial - atração das moléculas na interface ar-líquido (modificado de KSV, 2001).	30
Figura II.11	Localização do Estado de Pernambuco em relação ao Brasil, do Município de Petrolândia em relação a Pernambuco e do local da pesquisa em relação a Petrolândia (FERREIRA, 1995).	34
Figura II.12	Perfil geotécnico da Areia Amarelo-Avermelhada (FERREIRA, 1995).	38
Figura II.13	Curvas de compactação e grau de saturação (FERREIRA, 1995).	40
Figura II.14	Micrografias da contextura em amostras indeformadas (FERREIRA, 1995).	43
Figura II.15	Eletromicrografia da contextura em amostra compactada estaticamente com $\gamma_s = 17,00\text{kN/m}^3$ e $w = 3,0\%$ (GUIMARÃES NETO, 1997).	43
Figura II.16	Curva característica (FERREIRA, 1995).	45

CAPÍTULO III - Metodologia dos Ensaiois

Figura III.1	Molde de compactação no início e no final da compactação estática.	48
Figura III.2	Curvas da compactação estática ($\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w = 3,5\%$).	49
Figura III.3	Procedimento de montagem das células edométricas.	50
Figura III.4	Detalhe do Tensiômetro.	54
Figura III.5	Medida da tensão superficial realizada pelo anel Du Nouy (KSV, 2001).	55
Figura III.6	Procedimento de limpeza do anel Du Nouy.	55

CAPÍTULO IV - Apresentação e Análise dos Resultados

Figura IV.1	Curva granulométrica – ensaios com e sem defloculante.	58
Figura IV.2	Curva de compactação e graus de saturação – Ensaio Proctor Normal.	59
Figura IV.3	Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com Água Destilada.	65
Figura IV.4	Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com solução de Água Sanitária.	66
Figura IV.5	Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com Chorume.	67
Figura IV.6	Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com solução de Detergente Líquido.	68
Figura IV.7	Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com Esgoto Bruto.	69
Figura IV.8	Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com Óleo de Soja.	70

Figura IV.9	Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com solução de Sabão em Pó.	71
Figura IV.10	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com Água Destilada.	72
Figura IV.11	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com solução de Água Sanitária.	72
Figura IV.12	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com Chorume.	72
Figura IV.13	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com solução de Detergente Líquido.	73
Figura IV.14	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com Esgoto Bruto.	73
Figura IV.15	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log); dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com Óleo de Soja.	73
Figura IV.16	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com solução de Sabão em Pó.	74
Figura IV.17	Curvas ε_c versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples.	75
Figura IV.18	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com Água Destilada.	80
Figura IV.19	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com solução de Água Sanitária.	80

Figura IV.20	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com Chorume.	81
Figura IV.21	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com solução de Detergente Líquido.	81
Figura IV.22	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com Esgoto Bruto.	82
Figura IV.23	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log); dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com Óleo de Soja.	82
Figura IV.24	Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com solução de Sabão em Pó.	83
Figura IV.25	Curvas ε_c versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos.	85
Figura IV.26	Comparação do potencial de colapso obtido no ensaio edométrico duplo com o potencial de colapso obtido no ensaio edométrico simples.	87
Figura IV.27	Comparação das curvas: a) e versus σ_v (log); e b) versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples do solo compactado com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$, e com $\gamma_{s\text{máx}} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{\text{ot}} = 8,85\%$ - inundado com solução a base de Sabão em Pó.	92
Figura IV.28	Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 160kPa, com o pH dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.	93
Figura IV.29	Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 320kPa, com o pH dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.	94
Figura IV.30	Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 640kPa, com o pH dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.	94
Figura IV.31	Curvas ε_c versus t (log) com σ_{vi} de 160kPa, com diferentes líquidos.	95

Figura IV.32	Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 320kPa, com a condutividade dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.	95
Figura IV.33	Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 640kPa, com a condutividade dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.	96

TABELAS

CAPÍTULO II – Revisão Bibliográfica

Tabela II.1	Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis (modificado de FERREIRA, 1995).	18
Tabela II.2	Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (JENNINGS e KNIGHT, 1975).	20
Tabela II.3	Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (LUTENEGGER e SABER, 1988).	21
Tabela II.4	Índice de resistência à penetração (SPT) da Areia Amarelo-Avermelhada na umidade natural e inundado (FERREIRA, 1995).	39
Tabela II.5	Composição granulométrica com e sem uso de defloculante da Areia Amarelo-Avermelhada (FERREIRA, 1995).	39
Tabela II.6	Composição granulométrica (GUIMARÃES NETO, 1997).	40
Tabela II.7	Caracterização química (FERREIRA, 1995).	41

CAPÍTULO III - Metodologia dos Ensaio

Tabela III.1	Programa de Investigação Geotécnica.	46
Tabela III.2	Metodologia para análise química (EMBRAPA, 1979).	52
Tabela III.3	Líquidos de inundação utilizados nos ensaios edométricos.	53

CAPÍTULO IV - Apresentação e Análise dos Resultados

Tabela IV.1	Resumo dos resultados da caracterização física do solo.	58
Tabela IV.2	Caracterização dos líquidos de inundação.	60

Tabela IV.3	Características dos fluidos utilizados para inundação dos solos (RODRIGUES e LOLLO, 2004).	61
Tabela IV.4	Condições iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios edométricos simples com amostras compactadas (com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$, e com $\gamma_{sm\acute{a}x} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$).	63
Tabela IV.5	Umidade e grau de saturação crítico para início do colapso (FERREIRA, 1995).	74
Tabela IV.6	Potenciais de colapso dos ensaios edométricos simples (com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$).	75
Tabela IV.7	Potenciais de colapso dos ensaios edométricos simples (com $\gamma_{sm\acute{a}x} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$).	78
Tabela IV.8	Condições iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios edométricos duplos com amostras compactadas (com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$).	79
Tabela IV.9	Índices de compressão do solo dos ensaios edométricos duplos.	83
Tabela IV.10	Módulos edométricos do solo da umidade natural (constante) e inundado.	84
Tabela IV.11	Potenciais de colapso dos ensaios edométricos duplos.	85
Tabela IV.12	Caracterização química do solo antes e após inundação.	88
Tabela IV.13	Resumo dos cálculos analíticos pedológicos do solo antes e após inundação.	89
Tabela IV.14	Resumo das interpretações dos cálculos analíticos pedológicos do solo antes e após inundação.	90

SÍMBOLOS

C	Coeficiente de colapsibilidade	Ta	Atividade alta
Cc	Coeficiente de curvatura	Tb	Atividade baixa
CE	Condutividade elétrica do extrato	Tr	CTC da fração argila
CP	Potencial de colapso	$u_a - u_w$	Sucção matricial
CTC	Capacidade de troca catiônica	u_a	Pressão do ar nos poros
C_c	Índice de compressão	u_w	Pressão da água nos poros
C_u	Coeficiente de uniformidade	V	Grau de saturação por bases
D	Constante dielétrica	w	Umidade
e	Índice de vazios	w_o	Umidade inicial
e_o	Índice de vazios inicial	w_c	Umidade de campo
e_f	Índice de vazios final	w_f	Umidade final
E_{oed}	Módulo edométrico	w_{ot}	Umidade ótima
G_s	Peso específico dos grãos	ϵ_o	Deformação volumétrica específica inicial
H_o	Altura inicial do corpo de prova	ϵ_c	Deformação de colapso
H_f	Altura final do corpo de prova	ϵ_f	Deformação volumétrica específica final
i	Coeficiente de colapso estrutural	ϵ_v	Deformação volumétrica específica
IP	Índice de plasticidade	γ_s	Peso específico aparente seco
WL	Limite de liquidez	γ_{so}	Peso específico aparente seco inicial
WP	Limite de plasticidade	γ_{sf}	Peso específico aparente seco final
m	Saturação por alumínio	$\gamma_{smáx}$	Peso específico aparente seco máximo
RC	Retenção de cátions	μ	Coeficiente de atrito
s	Sucção total	$\sigma - u_a$	Tensão líquida
s_m	Sucção matricial	σ_n	Tensão normal
s_o	Sucção osmótica	σ_v	tensão vertical aplicada ao solo
S	Soma das bases	σ_{vi}	Tensão vertical de inundação
S_o	Grau de saturação inicial	σ_{vmn}	Tensão de escoamento do solo na umidade natural
S_f	Grau de saturação final	σ_{vo}	Tensão vertical geostática
t	Tempo	σ_{vms}	Tensão de escoamento do solo inundado
T	Capacidade de troca catiônica	τ	Tensão cisalhante

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Alguns solos não saturados podem experimentar uma variação de volume quando umedecidos, ou quando solicitados por uma carga e posteriormente umedecidos. Os solos que experimentam uma redução do seu volume pelo rearranjo estrutural das suas partículas são denominados Solos Colapsíveis.

Algumas características predominantes são indicativas da ocorrência de solos potencialmente colapsíveis (FERREIRA, 1995):

- i. solo não saturado;
- ii. solos com estrutura metaestável com partículas cimentantes (material argiloso, óxidos de ferro e alumínio e carbonatos);
- iii. depósitos recentes, em climas áridos e semi-áridos, onde a evapotranspiração excede a precipitação;
- iv. solos de regiões tropicais em que há lixiviação dos horizontes superficiais onde se alternam períodos de seca e chuvas intensas.

O colapso dos solos porosos naturais vem se destacando, em várias partes do mundo, como o causador de diversos problemas de engenharia, interferindo nas soluções de projeto ou afetando obras. O fenômeno do colapso tem acarretado vários danos em obras de engenharia; como trincas; fissuras ou mesmo rupturas de casas, edifícios, reservatórios e canais; depressões em pavimentos rodoviários e aterros; e formação de superfície de escorregamento de taludes. Um histórico de vários casos registrados na literatura brasileira e internacional é relatado em CINTRA (1998).

No Estado de Pernambuco, o tema passou a ter destaque no meio técnico após a construção dos conjuntos habitacionais de Massangana, no Município de Petrolina, quando foi verificada a ocorrência de colapso nos solos das fundações superficiais. Foram encontrados danos em 50% das 1200 casas (ARAGÃO e MELO, 1982).

O final da construção da Barragem de Itaparica e da Usina Hidrelétrica de Itaparica, atual Hidrelétrica Luiz Gonzaga, entre os anos de 1985 e 1987, implicou o deslocamento de cidades estabelecidas às margens do Rio São Francisco para áreas antes não ocupadas. No reassentamento, os engenheiros se depararam com problemas de rachaduras em várias edificações incluindo casas, igrejas, e edifícios públicos, resultando em um dispendioso trabalho de recuperação.

A nova Cidade de Petrolândia - PE, relocada na ocasião do enchimento do reservatório da Barragem de Itaparica, apresentou em grande parte das suas edificações, sérios problemas de fissuras e trincas, ocasionando, em alguns casos, sua completa demolição. Segundo SOUZA NETO (2004), em Petrolândia, diversas obras ligadas aos governos federal e municipal apresentaram graves danos, resultando na sua demolição e reconstrução. Visando contribuir na solução dos problemas, várias pesquisas vêm enfocando problemas dos solos deste município. Para este trabalho, o solo selecionado foi uma Areia Amarelo-Avermelhada, do Município de Petrolândia. Analisa-se a influência de diferentes líquidos de inundação e do estado de tensão, no colapso deste solo devido à inundação.

Outro problema em destaque, e também abordado neste trabalho, é a contaminação do solo por produtos orgânicos e inorgânicos, que pode ser atribuída a vazamentos em reservatórios e tubulações, fazendo com que sejam lançados produtos agressivos ao solo. Esgoto Bruto, Águas Servidas e Chorume, quando em contato com o solo, têm, além do potencial de contaminação, influência no comportamento tensão versus deformação através da interação solo-líquido, em especial quando o solo apresenta estrutura metaestável.

Pesquisas recentes indicam um percentual significativo de ocorrências de colapso relacionado à inundação do solo através de rupturas de tubulações. No Município de Ilha Solteira - SP, OLIVEIRA (2002), com base em entrevistas e montagem de banco de dados, indicou um percentual com cerca de 35% de ocorrências de colapso do solo relacionadas às rupturas de tubulações de esgoto doméstico, com prejuízos significativos de ordem econômica e ambiental.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho dá continuidade às pesquisas relacionadas ao comportamento de colapso de um solo do Município de Petrolândia-PE. Verifica-se, agora, em laboratório, através da inundação com diferentes líquidos contaminantes, o diferencial da variação de volume gerada pelo colapso deste solo, utilizando-se corpos de prova compactados estaticamente nas condições de umidade natural e ótima e peso específico aparente seco de campo e máximo, respectivamente. Os fatores que provocam e influenciam no colapso deste solo através da interação solo-líquido são quantificados e analisados.

Podem-se destacar nesta pesquisa, como principais objetivos:

- i. analisar a influência do líquido de inundação na magnitude do colapso, com o solo submetido a diferentes tensões de inundação;
- ii. identificar, caracterizar e comparar a composição química do solo no seu estado natural e após a inundação;
- iii. avaliar as características de cada líquido utilizado para inundação do solo, associando-as ao comportamento de colapso observado.

Para a consecução desses objetivos, foi adotada a seguinte metodologia de pesquisa:

- i. revisão bibliográfica sobre o atual estado de conhecimento de solos não saturados com comportamento colapsível, e sobre as propriedades do solo ensaiado;
- ii. realização de ensaios de laboratório para caracterização física do solo, e para caracterização química antes e após a inundação;
- iii. realização de ensaios edométricos, simples e duplos, em células convencionais utilizando-se diferentes sobrecargas e líquidos de inundação com propriedades intrínsecas distintas entre si;
- iv. realização de ensaios físico-químicos dos líquidos utilizados para inundação do solo;
- v. análise dos resultados dos ensaios, comparação do diferencial da variação de volume devido ao comportamento de colapso com os diferentes líquidos utilizados para inundação, e comparação com resultados de trabalhos de outros pesquisadores.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está dividida em cinco capítulos. Além deste, apresentam-se:

CAPÍTULO II – Revisão Bibliográfica

A revisão bibliográfica que está dividida em duas partes: a primeira sobre os solos não saturados com comportamento colapsível, enfatizando-se as definições e terminologias utilizadas; sua ocorrência e tipos de solo com comportamento colapsível; sua estrutura; o mecanismo de colapso e suas condicionantes; os métodos de identificação e classificação; e os principais fatores que influenciam no colapso, destacando algumas propriedades dos líquidos de inundação. A segunda parte apresenta uma caracterização da região onde está inserido o solo em estudo, e resultados de ensaios de pesquisas anteriores, enfocando: os aspectos geomorfológicos, geológicos, climáticos e geotécnicos; a caracterização física, química, micromorfológica, e mineralógica do solo; pedologia; e curva característica.

CAPÍTULO III - Metodologia dos Ensaios

Descreve-se as metodologias adotadas no programa de investigação geotécnica em laboratório para realização dos ensaios de caracterização física e química do solo; a preparação das amostras; a compactação estática; e a metodologia adotada para os ensaios edométricos, simples e duplos. Descreve-se, também, a metodologia dos ensaios físico-químicos dos líquidos utilizados para inundação nos ensaios edométricos.

CAPÍTULO IV - Apresentação e Análise dos Resultados

São analisados os resultados obtidos por meio dos ensaios de laboratório. Após a caracterização física e química do solo, os ensaios edométricos são apresentados de forma particular para cada líquido de inundação utilizado, para depois serem analisados em conjunto, discutindo-se a influência dos líquidos de inundação no colapso do solo nas condições de campo, e seu comportamento diante de uma compactação adequada.

CAPÍTULO V - Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas

Apresenta-se o resumo das principais conclusões da dissertação e são sugeridas linhas de investigação para o desenvolvimento de novas pesquisas.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As últimas décadas foram marcadas pela necessidade de esforços para estabelecer conceitos apropriados aos solos não saturados, com o intuito de melhorar e aperfeiçoar projetos e construções, diante do desenvolvimento de regiões onde a condição de não saturação é típica, como as de clima árido, semi-árido e tropical. Os solos não saturados se diferem dos saturados, principalmente, pela existência de uma pressão negativa na água dos poros, comumente denominada sucção, a qual tende a aumentar a tensão intergranular e, conseqüentemente, a resistência e a rigidez do solo.

A sucção é uma pressão que atua no solo, na condição não saturada, que depende basicamente da mineralogia, densidade e umidade do solo. A sucção total nos solos é composta pelas sucções matricial e osmótica. A primeira (s_m) é a pressão negativa que se desenvolve na água intersticial devido à capilaridade (tensão superficial) e as forças de adsorção (atração dos sólidos do solo e os íons permutáveis da água) e a segunda (s_o) depende da concentração química dos líquidos (solutos) em contato com a água do solo. Desta forma, a sucção total pode ser equacionada como:

$$s = s_m + s_o \quad (\text{II.1})$$

As variações na sucção osmótica são geralmente menos significantes que as da sucção matricial. FREDLUND (1979) e ALONSO et al. (1987) consideram que a sucção matricial é suficiente para descrever o comportamento do solo não saturado. BLIGHT (1983) constatou que não há contribuição da sucção osmótica na resistência ao cisalhamento. Segundo ALONSO et al. (1987), não existe evidência clara do efeito da sucção osmótica sobre a deformação e a resistência do solo. 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 e FREDLUND,

1998). Assim, a sucção matricial vem sendo incorporada nas equações de modelos constitutivos, como:

$$s_m = u_a - u_w \quad (\text{II.2})$$

Sendo, u_a a pressão do ar nos poros e u_w a pressão da água nos poros.

Alguns autores, como JIMENEZ SALAS et al. (1973) e REGINATTO e FERRERO (1973) observaram que a sucção osmótica influencia, de forma significativa, as variações volumétricas. A confiabilidade em se obter as componentes da sucção total e a dificuldade em se diferenciar a influência da sucção osmótica nas variações de umidade induzidas por gradientes de concentração do soluto foram apontadas por BLIGHT (1983) como fatores que dificultam a resolução do problema. Para ALONSO et al. (1987), a variação volumétrica ocorrida por mudança de concentração iônica da água não tem relação com a sucção osmótica.

Mediante uma tensão total constante, alguns solos não saturados podem experimentar uma redução volumétrica como resultado do decréscimo da sucção matricial associada ao aumento do grau saturação, devido ao acréscimo do teor de umidade. Esse fenômeno é denominado colapso.

2.2 DEFINIÇÕES E TERMINOLOGIAS UTILIZADAS PARA SOLOS COLAPSÍVEIS

Várias definições de solos colapsíveis são encontradas na literatura. Na convenção anual da ASCE (1976), na Filadélfia, definiu-se solo colapsível ou metaestável como “o solo não saturado que experimenta um rearranjo radical de partículas e grande redução de volume quando inundado com ou sem carga adicional” (CLEMENCE e FINBARR, 1981).

A preocupação com os solos colapsíveis surgiu com ABELEV (1931), ao observar por meio de ensaios edométricos que algumas amostras sofriam um decréscimo repentino de volume a uma tensão vertical de 300kPa no momento da inundação do corpo de prova. Esse autor introduziu pela primeira vez o índice de potencial de colapso e propôs que o solo seria considerado colapsível quando este índice fosse maior que 2%.

REGINATTO e FERRERO (1973) definem solos verdadeiramente colapsíveis como aqueles solos que quando saturados não suportarão as camadas de solo acima e solos condicionalmente colapsíveis como aqueles solos que quando saturados suportarão um certo valor de sobrecarga. Para CLEMENCE e FINBARR (1981) e POPESCU (1986), o solo verdadeiramente colapsível precisa somente do peso próprio e inundação para colapsar. Já o solo condicionalmente colapsível, precisa além da adição de água, um acréscimo de uma carga mínima crítica para colapsar.

MENEZES e FRAGA (1994) definem colapso como um fenômeno caracterizado pela súbita redução de volume do solo devido ao ganho de umidade com presença ou não de sobrecarga. E definem solos colapsíveis como sendo aquele tipo de solo de estrutura com alta porosidade, composto basicamente de areia e silte não lixiviados e não saturados, com ligações entre grãos formadas por argilas e colóides, e que quando submetidos a acréscimos de tensão e/ou umidade, sofrem um rearranjo brusco da sua estrutura com conseqüente redução do seu volume.

Esses autores discordam de alguns autores que empregam o termo colapso para toda redução de volume do solo em um período de tempo tal que afete a estrutura sobre ele construída, afirmando que o diferencial do colapso é que sua redução de volume é rápida e total, enquanto no recalque a redução volumétrica normalmente é progressiva. Todo colapso envolve uma redução de volume, porém nem toda redução de volume é devida ao colapso. O colapso requer que esta redução seja brusca. Essa afirmação é verificada apenas nos casos de uma grande vazão de inundação, suficiente para gerar um colapso brusco. Adiante (no Item 2.7.3), será visto como a vazão de inundação influencia no colapso dos solos, como mostrado por FERREIRA (1995).

2.3 OCORRÊNCIA E TIPOS DE SOLO COM COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL

Não há uma faixa granulométrica específica que enquadre os solos colapsíveis. Na maioria dos casos, os solos são caracterizados por estruturas fofas com tamanho dos grãos de silte e areia fina. No entanto, há exemplos na literatura de solos predominantemente argilosos com comportamento colapsível, como pode ser encontrado em FUTAI (1997).

Segundo VILAR et al. (1981), os ambientes tropicais apresentam condições propícias para o desenvolvimento dos solos colapsíveis, seja pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, seja pela deficiência de umidade em regiões áridas e semi-áridas. FERREIRA (2005), diz que a alternância das estações chuvosa e relativamente seca, típica de clima tropical, provoca a lixiviação da fração fina dos solos nos horizontes mais superficiais, gerando assim, uma estrutura porosa não saturada.

Muito embora os problemas de solos colapsíveis estejam quase sempre relacionados a depósitos recentes, em climas áridos e semi-áridos, não raro ocorrem em outros tipos de clima e em diferentes formações (FERREIRA, 1995). Solos colapsíveis são encontrados em depósitos eólicos, aluviais, coluviais, em solos vulcânicos, solos compactados no ramo seco e solos residuais. Destes, os mais extensos são os eólicos, ou depósitos formados pela ação do vento, em especial os loess. No Brasil ocorrem em solos de diferentes formações aluviais, coluviais e residuais.

Os depósitos de solos colapsíveis são encontrados em várias partes do mundo. Sua ocorrência é preponderante em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação. Segundo GUIMARÃES NETO (1997), no Brasil, já foram encontrados solos colapsíveis nos estados do Amazonas, Pernambuco, Bahia, Ceará, Goiás, Minas Gerais, Mato Grosso, Paraná, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e no Distrito Federal. Em Pernambuco, foram localizados solos sujeitos ao fenômeno do colapso nos municípios de Arcoverde, Carnaíba, Gravatá, Petrolândia, Petrolina, Santa Maria da Boa Vista e na cidade do Recife. Sua identificação normalmente está associada a obras de engenharia que envolvem grandes áreas, como barragens, conjuntos habitacionais e projetos de irrigação, entre outros.

Para identificar ocorrências de solos colapsíveis foram elaborados mapas de suscetibilidade por FERREIRA (1993), com base nos levantamentos das classes pedológicas. Mais recentemente, VASCONCELOS (2001) e AMORIM (2004), com a finalidade de servir de apoio ao planejamento do uso e ocupação dos solos na elaboração dos projetos e nas construções de engenharia, elaboraram mapas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis do Estado de Pernambuco. Foi produzido um conjunto de cartas temáticas, com posterior superposição, para a obtenção de um produto que expressasse a interseção dos

atributos selecionados em cada tema. A relevância dos temas: geologia (atributo: unidades geológicas), pedologia (atributo: classes pedológicas) e clima (classificação segundo Thornthwaite) foi relacionada com o processo de variação de volume devido à mudança do teor de umidade do solo. Cada um desses fatores representativos foi correlacionado à suscetibilidade de ocorrência segundo a escala: baixa, média e alta. Os mapas de suscetibilidade de solos potencialmente colapsíveis foram confrontados com ocorrência destes solos em 11 diferentes locais, havendo boa concordância entre a realidade e as previsões de ocorrência. Além disso, está acoplado um banco de dados onde são descritas as características geotécnicas dos solos do Estado de Pernambuco e as técnicas de engenharia que deverão ser utilizadas na prática para prever danos de colapso. A metodologia proposta pode ser aplicada a qualquer outro estado ou região. Os mapas finais mostram que cerca de 63% dos solos superficiais do estado de Pernambuco têm suscetibilidade de média a alta de serem colapsíveis, conforme apresentado na Figura II.1.

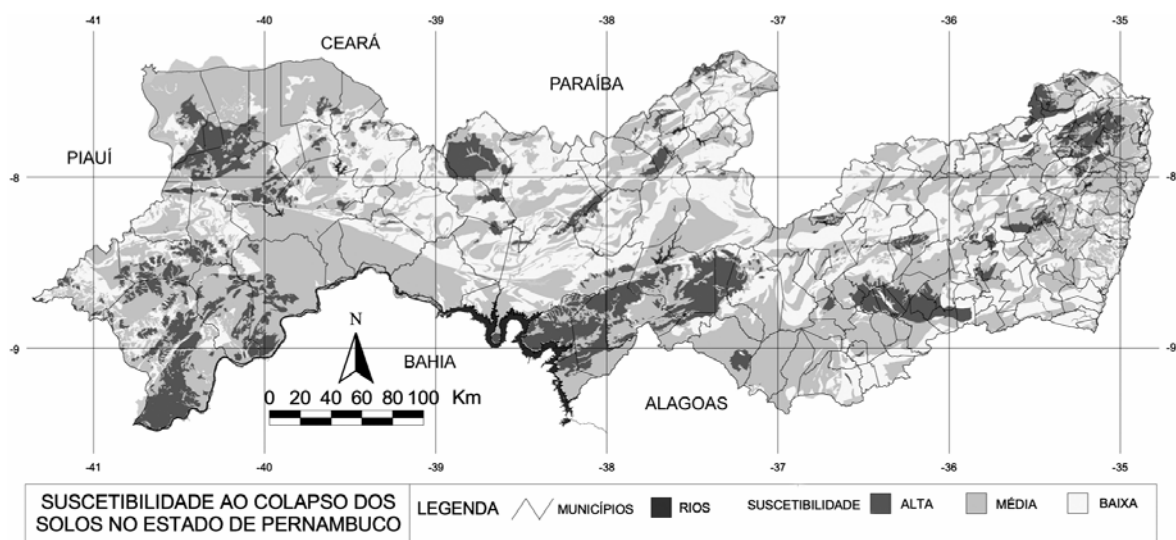


Figura II.1 - Mapa de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis do Estado de Pernambuco (AMORIM, 2004).

2.4 ESTRUTURA DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

Segundo KNIGHT (1961), a estrutura do solo colapsível consiste de grãos não lixiviados, separados por espaços vazios, com as menores distâncias entre os grãos sendo normalmente preenchidas por pontes de argila floculada, que freqüentemente incluem pequenas partículas não lixiviadas.

Os solos colapsíveis caracterizam-se por uma estrutura metaestável, na qual as partículas permanecem em sua posição graças a algum vínculo temporário, tais como cimentos solúveis ou tensões capilares e de adsorção.

DUDLEY (1970) apresenta os elementos estruturais, responsáveis pela resistência temporária do solo, susceptíveis de gerar colapso quando afetados:

- i. tensões capilares – a tensão capilar causada pela presença de água entre os grãos quando da desidratação do solo, propicia a manutenção de uma estrutura porosa metaestável, conferindo ao solo uma elevada resistência ao cisalhamento e a deformações, devido ao aumento da pressão efetiva intergranular;
- ii. vínculos de silte – conexões formadas de vínculos de silte podem manter unidos grãos de areia devido às tensões capilares entre os grãos de silte e entre os grãos de areia e silte;
- iii. vínculos de argila – a presença do mineral argiloso pode conferir um variado número de arranjos entre grãos, dependendo de sua origem geológica:
 - iii.1 quando formada por autogênese, resultante do intemperismo do mineral original, forma uma fina camada de argila em torno de um grão maior, sendo o arranjo afetado pela estrutura cristalina da argila;
 - iii.2 contrafortes de argila são formados quando sob o processo de lixiviação, partículas de argila dispersas na água são carregadas para espaços estreitos entre grãos se arranjando no estado flocculado graças à alta concentração iônica causada pela evaporação;
 - iii.3 grãos formados por agregados de argila podem ser conectados por “pontes” de partículas de argila. Estas “pontes” podem ser encontradas também conectando grãos maiores de silte e areia.

Muito importante também, principalmente em se tratando de solos lateríticos, é a resistência provocada pela cimentação ocasionada pela presença de óxido de ferro ou alumínio. Agem também como cimento, o carbonato de cálcio, gipsita e sais.

DUDLEY (1970) e CLEMENCE e FINBARR (1981) propuseram uma série de modelos para solos com estrutura instável, mostrado na Figura II.2. Nas Figuras II.2a e II.2b, os arranjos de grãos de areia foram mantidos por tensão capilar, atuando nos contatos areia-

areia, areia-silte e silte-silte. Partículas de areias com vínculos de argilas dispersas são mostradas na Figura II.2c; estas argilas podem ser formadas no local por antigênese ou podem ser transportadas. Os grãos de areia estão revestidos por uma fina camada de argila que sob baixo teor de umidade, apresenta elevada resistência. A Figura II.2d apresenta uma estrutura onde os grãos de areia estão ligados por partículas de argila floculada, os grãos maiores sendo mantidos no local por contrafortes formados de argila e/ou tensões capilares. Na Figura II.2e é apresentada um arranjo onde os grãos de areia estão com vínculos de argilas resultantes de corridas de lama. E na Figura II.2f, os agregados de argila formam grãos que se conectam entre si por pontes de argila, que também encontram-se ligadas a grãos de siltes e argilas.

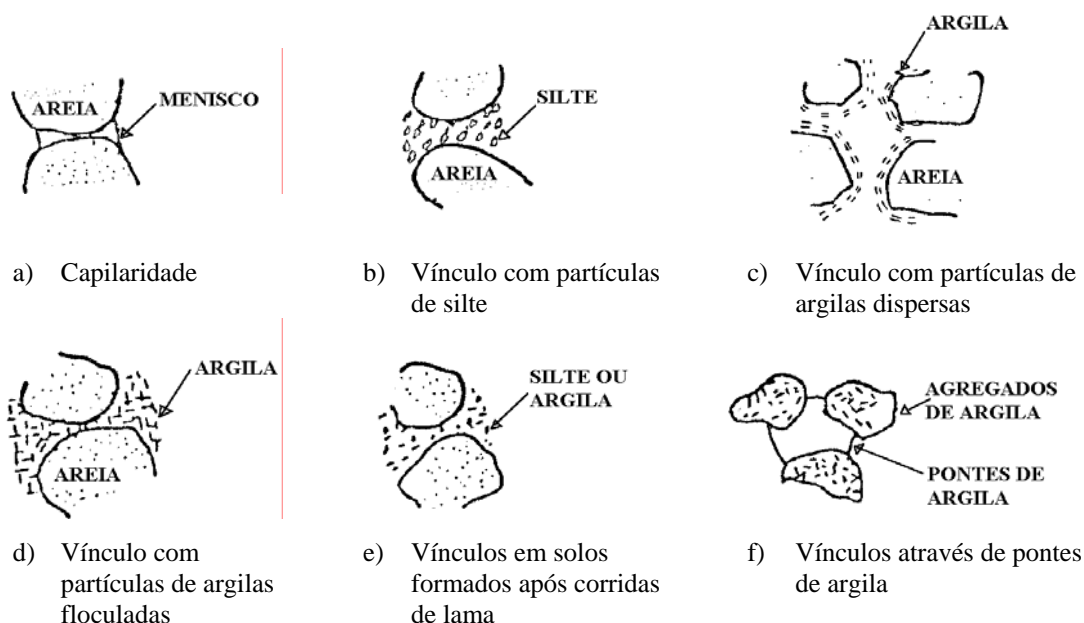


Figura II.2 - Modelos estruturais de solos colapsíveis, adaptado de DUDLEY (1970) e CLEMENCE e FINBAR (1981).

NUÑEZ (1975) diz que o solo colapsível apresenta uma estrutura macroporosa com uma situação de equilíbrio metaestável para as partículas maiores. Entre estas partículas existem vínculos resistentes, derivados da presença de partículas de argila ou colóides, que por sua vez possuem uma microestrutura onde se manifestam predominantemente forças de superfície ou vínculos de natureza cimentícia derivados da presença de cátions tais como: Na^+ , Ca^{++} , Mg^{++} e outros.

A estrutura do solo natural da Areia Amarelo-Avermelhada de Petrolândia – PE foi analisada por FERREIRA (1995) através da Microscopia Eletrônica de Varredura. O autor comparou as amostras do solo indeformado, e após o colapso devido à inundação sob tensão de 320kPa (Figuras II.3 e II.4) e obteve seguintes conclusões:

- i. a amostra indeformada apresentou uma estrutura com as seguintes características:
 - partículas de areia não se conectando diretamente entre si, mas através de revestimentos compostos de partículas de silte e argila (Figuras II.3A e II.3B);
 - agregados de partículas (Figura II.3A);
 - poros de empacotamento simples (Figura II.3C);
 - pontes de argilas (Figura II.3D), não são frequentes.

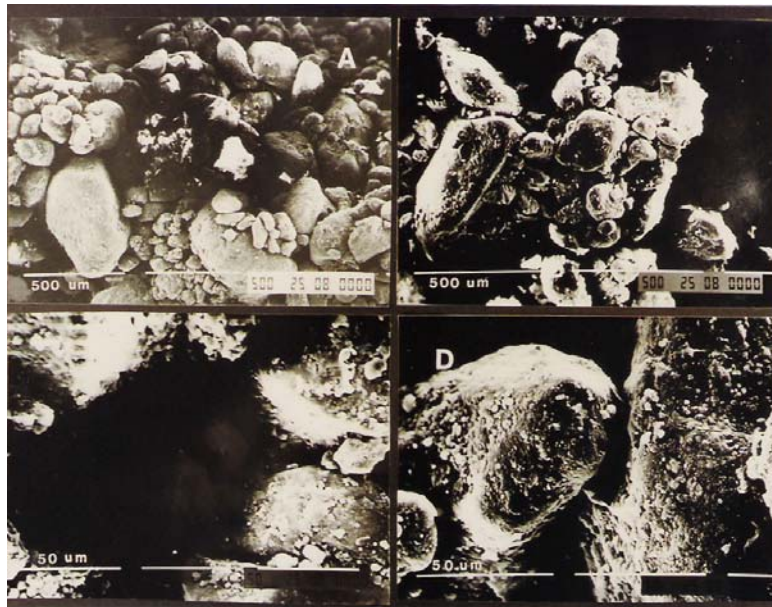


Figura II.3 - Eletromicrografias da estrutura da Areia Amarelo-Avermelhada na amostra indeformada (FERREIRA, 1995).

- ii. amostra indeformada do solo, que comprimiu 2,26% sob tensão vertical de 320kPa, e colapsou quando inundada com um percentual de redução 6,20% do seu volume, possuía, ainda, uma estrutura instável (Figura II.4). Houve um rearranjo dos grãos em busca de uma maior estabilidade estrutural, podendo-se encontrar:
 - conglomerados de partículas (Figura II.4A);
 - partículas de silte e argila entre os grãos de areia (Figura II.4B);
 - poros de empacotamento simples (Figuras II.4C e II.4D).

Observou-se uma estrutura metaestável, semelhante à da amostra indeformada, porém mais compactada, com maior entrosamento entre os grãos, maior estabilidade e menores poros (em quantidade e dimensão).

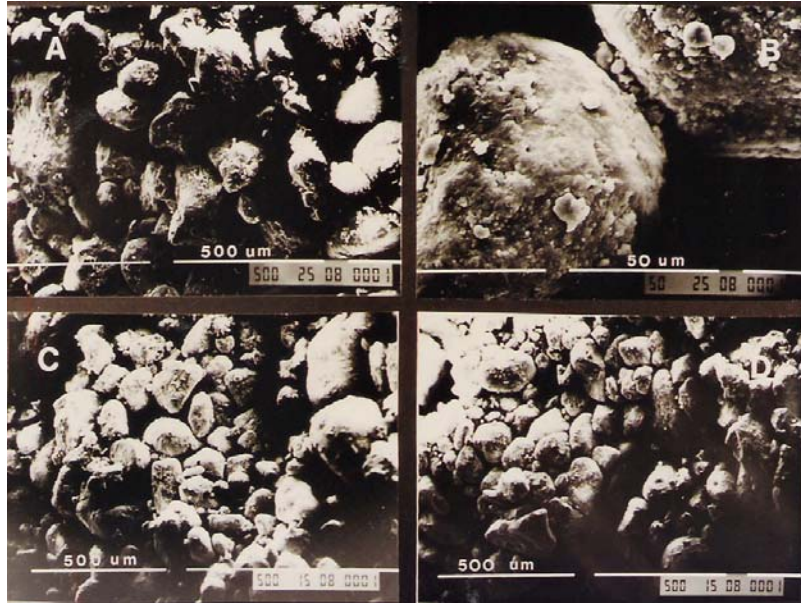


Figura II.4 - Eletromicrografias da estrutura da Areia Amarelo-Avermelhada na amostra após o colapso sob tensão de 320kPa (FERREIRA, 1995).

2.5 MECANISMO DE COLAPSO E CONDICIONANTES

CASAGRANDE (1932) associa a causa do colapso à fração fina do solo onde existe um material ligante. Essas ligações suportam compressão local nas pequenas aberturas entre os grãos adjacentes. Neste estágio, a consolidação ocorre por compressão das partículas finas entre as maiores. Esses solos comprimem levemente como resultado da sobrecarga devido ao aumento da tensão na construção. 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. O material ligante gera uma resistência cisalhante que suporta a solicitação. Quando o solo sob carregamento ganha umidade, e uma certa umidade crítica é excedida, os vínculos não resistem às forças de deformação, e a estrutura do solo, então, colapsa (Figura. II.5).

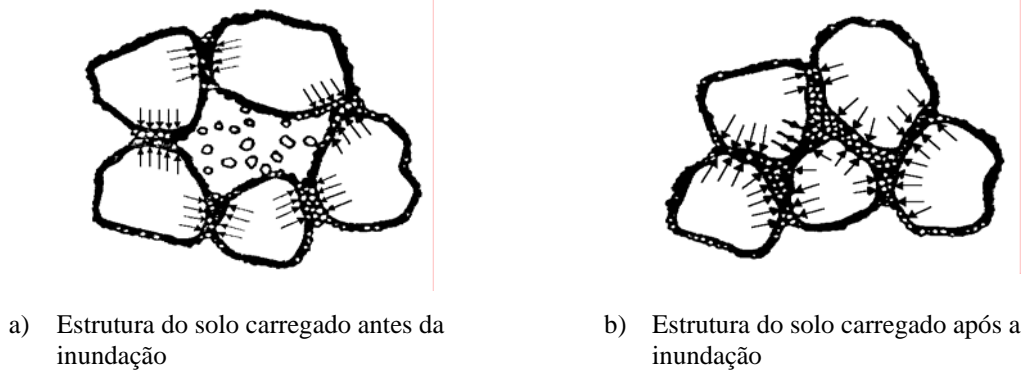


Figura II.5 - Estrutura do Silte/Argila sugerida por CASAGRANDE (1932) antes e após o colapso (HOUSTON et al., 1988).

BURLAND (1965), descreve o colapso em termos de estabilidade dos contatos interpartículas e a hipótese com respeito à diferença da natureza entre as componentes $\sigma - u_a$ (tensão líquida) e $u_a - u_w$ (sucção matricial). Em essência, a tensão aplicada gera ambas, tensão normal (σ_n) e tensão cisalhante (τ), enquanto a sucção gera apenas tensão normal. A estabilidade dos contatos é mantida enquanto $(\tau/\sigma_n) \leq \mu$, onde μ (coeficiente de atrito) é uma medida da resistência ao cisalhamento nos contatos. Assim, aumentando a tensão aplicada, ocorrerá a ruptura de um certo número de contatos e, portanto, gradual compressão. A rápida redução na sucção conduzirá a rupturas microcisalhantes em grandes números de contatos, resultando no colapso. A menos que a tensão aplicada seja muito elevada, a tensão cisalhante nos contatos será insuficiente para resultar em instabilidade sem que o solo sofra umedecimento. É também essencial que o aumento da tensão aplicada ocorra sob uma sucção suficientemente elevada para garantir a rigidez temporária à estrutura, caso contrário uma grande parcela de compressão ocorrerá durante o carregamento e o potencial de colapso no sistema será pequeno.

MATYAS e RADHAKRISHNA (1968) descrevem mecanismos de colapso para diferentes condições estruturais:

- quando a capilaridade é responsável pela resistência da estrutura, através da sucção, e ocorre um aumento no teor de umidade do solo, os meniscos capilares são eliminados e a resistência ao cisalhamento é reduzida, gerando o colapso;
- quando as ligações entre as partículas da estrutura são por vínculos de argila, o carregamento sob a umidade natural não permite movimentos relativos entre os

- grãos, pois os vínculos resistem à compressão dos finos. Aumentando-se o teor de umidade do solo, os vínculos enfraquecem, e não resistindo mais às forças, colapsa;
- o mecanismo de colapso ocorre de maneira diversa quando se tem argila envolvendo grãos maiores ou vínculos de partículas em arranjo flocoado. No primeiro, a água separa as partículas e diminui a resistência, iniciando o processo. No segundo caso, a adição de água promove um alívio de tensões capilares e reduz a concentração iônica no fluido, aparecendo forças repulsivas, diminuindo a coesão e, conseqüentemente, a resistência à deformação.

Segundo BARDEN et al. (1969, 1973), são necessárias as seguintes condições para ocorrer o colapso dos solos:

- ii. presença de uma estrutura não saturada, porosa, potencialmente instável;
- iii. aplicação de uma tensão externa, suficiente para destruir esta estrutura;
- iv. diminuição da sucção existente no solo ou enfraquecimento do agente cimentante dos contatos intergranulares, que conferem a ele uma elevada rigidez em seu estado natural, através do umedecimento.

Estes autores afirmam que as ligações intergranulares (forças granulares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, tais como óxido de ferro e carbonato de cálcio) ocorrem geralmente de forma combinada. Quando estas ligações entre partículas são devidas à sucção e ocorre redução, o colapso é quase que imediato; se as ligações são por agentes cimentantes e estas são quebradas, o colapso é mais lento; se as ligações são por pontes de argila e estas são quebradas ou há remoções, a velocidade do colapso fica em posição intermediária entre as duas outras condições.

Em trabalhos onde explicam o mecanismo de colapso em solos parcialmente saturados, BARDEN et al. (1973), relacionam intimamente o fenômeno à microestrutura dos solos. Para esses autores, o mecanismo de colapso é melhor considerado em termos de duas componentes distintas da tensão efetiva. Essas duas componentes desenvolvem tensões intergranulares por mecanismos diferentes; a tensão aplicada desenvolve tensões de cisalhamento e instabilidade nos contatos entre os grãos, enquanto que a sucção atuando como uma tensão estritamente normal aumenta a estabilidade no contato.

MASWOSWE (1985) diz que o aumento do grau de saturação provoca uma redução da resistência ao cisalhamento nos grãos do solo, não sendo necessário ocorrer um cisalhamento global. A redução ocorre pela diminuição da sucção matricial, perda das ligações cimentantes ou redução da resistência dos torrões. Quando a resistência torna-se menor que a sollicitação atuante, a estrutura do solo se reordena, provocando assim, o colapso, que ocorre por rupturas localizadas.

FERREIRA (1995) afirma que, quando umedecidos sob baixas tensões, alguns solos colapsíveis podem ter caráter expansivo. A explicação desse comportamento, segundo alguns autores, baseia-se na absorção de água por parte dos agregados de partículas de argila, e com nenhuma mudança significativa por parte das partículas maiores (JENNINGS e BURLAND, 1962; DUDLEY, 1970; VILAR et al., 1981; MASWOSWE, 1985; MIRANDA, 1988).

A literatura tem definido importantes aspectos do comportamento colapsível dos solos compactados. Algumas das características relacionadas com areias argilosas compactadas foram descritas por JENNINGS e KNIGHT (1957). Eles propuseram o ensaio edométrico duplo para definir o potencial de colapso. Neste ensaio, o colapso do solo é definido, para um dado carregamento, como a diferença de deformação volumétrica entre dois corpos de prova, sob diferentes condições de saturação. Um dos corpos de prova é carregado na condição natural, ou compactada, enquanto que o outro é inicialmente inundado e, então, carregado (como mostrado na Figura II.6). As seguintes conclusões dos autores são altamente reconhecidas e usadas na prática da engenharia:

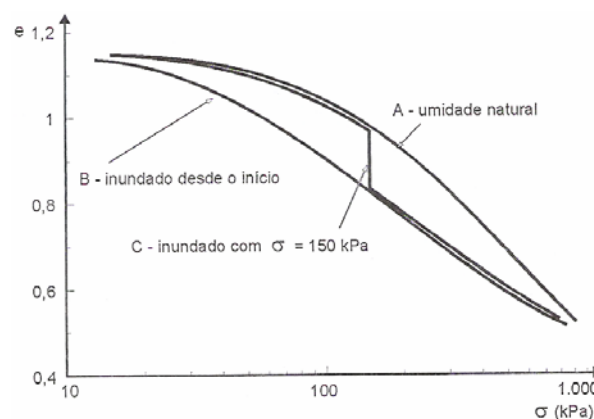


Figura II.6 – Ensaio edométrico de um solo colapsível (PINTO, 2002).

- i. a magnitude do colapso é função do carregamento vertical. Este colapso aumenta até um específico carregamento vertical e, então, decresce até zero, para carregamentos elevados;
- ii. sob um dado carregamento vertical, o corpo de prova compactado irá colapsar até o ramo úmido. Para carregamentos adicionais, o corpo de prova segue a curva de saturação.

Em relação aos condicionantes em função direta do clima e do meio físico no qual o solo se encontra inserido, KNODEL (1981) cita:

- i. clima – a ocorrência de chuvas de curta duração e forte intensidade alternadas com longos períodos secos favorecem a ocorrência de colapso;
- ii. geomorfologia – locais com encostas íngremes, pouca vegetação, formados por solos com estrutura não consolidada, quando da ocorrência de chuvas tenderá a escoar para bacias adjacentes onde poderá formar depósitos. Tais depósitos, com longos períodos de estiagem, alternados com chuvas curtas de grande intensidade se formarão inconsolidados e com alta porosidade, potencialmente colapsáveis;
- iii. textura – a estrutura dos grãos dos solos passíveis de subsidência possuem vazios entre si. Estes grãos podem estar mantidos no lugar por tensões capilares, ligações de argila, etc. e estes vazios podem ser resultantes da desintegração de matéria orgânica, de pequenas bolhas de ar retidas, etc.

2.6 MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

A identificação de solos colapsáveis no início dos estudos geotécnicos para a execução de qualquer obra é essencial para o sucesso dos projetos de engenharia. Falhas neste estágio podem levar à ruptura de obras ou à necessidade de recuperação. Diversos pesquisadores, com o objetivo de determinar a susceptibilidade de um solo ao colapso definiram certos critérios para identificar este comportamento. A depender do critério de identificação, os métodos podem ser classificados em dois grupos: indiretos e diretos. A Tabela II.1 resume alguns critérios de identificação de acordo com a classificação de FERREIRA (1995).

Tabela II.1 – Métodos indiretos e diretos de identificação de solos colapsíveis (modificado de FERREIRA, 1995).

MÉTODOS	SUB-DIVISÕES	BASE PARA DEFINIÇÃO DO CRITÉRIO	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
INDIRETO	IDENTIFICATIVOS	Microscopia eletrônica de varredura	COLLINS e McGOW (1974); WOLLE et al. (1978); DERBYSHIRE e MELLORS (1988).
	ORIENTATIVOS	Pedologia	FERREIRA (1990); FERREIRA (1993).
		Ensaio expedito	ARMAN e THORNTON (1972); JENNINGS e KNIGHT (1975).
	QUALITATIVOS	Índices físicos	Ensaio de campo – cone
Ensaio SPT-T			CÓDIGO DE OBRAS DA URSS (1977) ³ .
			DÉCOURT e QUARESMA FILHO (1994).
DIRETO	AVALIATIVOS	Ensaio edométrico duplo	REGINATTO e FERRERO (1973).
	QUANTITATIVOS	Ensaio edométrico simples	BALLY et al (1973); JENNINGS e KNIGHT (1975); VARGAS (1978); LUTENNEGER e SABER (1988).
		Ensaio de campo	FERREIRA e LACERDA (1993).

¹ citado por FEDA (1966) - ² BUREAU OF RECLAMATION - ³ citado por RESNIK (1989)

Os métodos indiretos são aqueles que utilizam os índices físicos e limites de consistência ou parâmetros ligados à textura de simples obtenção em ensaios de campo e laboratório para identificar a potencialidade ao colapso estrutural, sendo de informação orientativa. Estes métodos não oferecem informações quantitativas a respeito dos valores das deformações volumétricas devidas ao colapso, não consideram as tensões aplicadas e, em alguns critérios, não consideram a natureza dos contatos grão a grão, cimentações, gênese e constituição do solo.

Os métodos diretos baseiam-se na medida do potencial de colapso do solo, utilizando-se basicamente ensaios edométricos simples, e duplos, quantificando a sua magnitude.

No laboratório, são propostos vários critérios para identificar os solos colapsíveis pelos métodos diretos. O critério apresentado por REGINATTO E FERRERO (1973), utiliza ensaios edométricos duplos como base para a determinação da suscetibilidade ao colapso dos solos para uma determinada tensão vertical, tomando-se como referência a tensão vertical geostática e a tensão de escoamento (referida como tensão de colapso) sob duas condições limites, na umidade natural e na condição inundada. A partir dos resultados dos dois corpos de prova define-se o coeficiente de colapsibilidade através da equação II.3:

$$C = \frac{\sigma_{vms} - \sigma_{vo}}{\sigma_{vmn} - \sigma_{vo}} \quad (\text{II.3})$$

onde: σ_{vmn} - tensão de escoamento do solo na umidade natural;

σ_{vms} - tensão de escoamento do solo inundado;

σ_{vo} - tensão vertical geostática (devido ao peso próprio do solo em campo).

Nos solos colapsíveis $\sigma_{vmn} > \sigma_{vms}$. Comparando-se os valores de σ_{vo} , σ_{vmn} , σ_{vms} e σ_v (tensão vertical aplicada ao solo), determina-se se há perigo de colapso e para qual nível de tensão esse colapso ocorrerá, da seguinte forma:

- i. quando $\sigma_{vms} < \sigma_{vo}$ e $C > 0$, o solo será considerado “verdadeiramente colapsível”. Quando saturado, sofre colapso sob peso próprio.
- ii. quando $\sigma_{vms} > \sigma_{vo}$ e $0 < C < 1$, o solo será considerado “condicionalmente colapsível”. O solo é capaz de suportar certo nível de tensão na inundação com a possibilidade de colapso, dependendo de σ_v :
 - ii.1 se $\sigma_v < \sigma_{vms}$, não ocorrerá colapso com a inundação, sendo $(\sigma_{vms} - \sigma_{vo})$, o incremento máximo de tensão vertical que o solo pode suportar sem colapsar;
 - ii.2 se $\sigma_{vms} < \sigma_v < \sigma_{vmn}$, ocorrerá colapso quando o solo for inundado após o carregamento;
 - ii.3 $\sigma_v > \sigma_{vmn}$ o colapso poderá ocorrer mesmo sem inundação do solo;
- iii. quando $\sigma_{vmn} = \sigma_{vms}$ e $C = 1$, o colapso não ocorrerá, o comportamento do solo independe de grau de saturação, sendo uma condição restrita a poucos solos. Na maioria dos casos $C < 1$, incluindo alguns solos não colapsíveis;
- iv. quando $C = -\infty$, $\sigma_{vmn} = \sigma_{vo}$, é o caso de solos não cimentados, normalmente consolidados.

Ensaio edométrico simples, onde o corpo de prova é carregado por estágio, até uma determinada tensão, depois é inundado e são medidas as deformações, foram utilizados por JENNINGS e KNIGHT (1975); VARGAS (1978); LUTENEGGER e SABER (1988) para propor os critérios para determinação do potencial de colapso dos solos:

$$CP = 100 \frac{e_f - e_o}{1 + e_o} = 100 \frac{\varepsilon_f - \varepsilon_o}{1 - \varepsilon_o} = 100 \frac{H_f - H_o}{H_o} \quad (\text{II.4})$$

Onde: e_o , ε_o e H_o - índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova (antes da inundação);

e_f , ε_f e H_f - índice de vazios, deformação volumétrica específica, e altura do corpo de prova (após a inundação).

Com base no potencial de colapso citado, para a tensão de inundação de 200kPa, JENNINGS e KNIGHT (1975) apresentaram uma classificação levando em conta a gravidade dos danos em uma obra. Esta proposta encontra-se resumida na Tabela II.2:

Tabela II.2 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (JENNINGS e KNIGHT, 1975).

CP (%)	GRAVIDADE DOS PROBLEMAS
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
10 a 20	Problema grave
> 20	Problema muito grave

ABELEV (1948) classifica como solos colapsíveis todo aquele que apresente o potencial, definido como coeficiente de colapso estrutural (i), maior que 2%. VARGAS (1978) considera colapsível todo solo que apresente $i > 2\%$, para qualquer tensão de inundação.

LUTENEGGER e SABER (1988), para a tensão de inundação de 300kPa, classificam os danos em uma obra de leve a grave, dependendo do valor de i . Esta proposta encontra-se resumida na Tabela II.3. Estes autores, no entanto, recomendam cautela ao comparar valores de CP registrados na literatura.

Tabela II.3 – Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (LUTENEGGER e SABER, 1988).

<i>i</i> (%)	GRAVIDADE DOS PROBLEMAS
2	Leve
6	Moderado
10	Grave

Dependendo do tipo de fundação e da espessura da camada colapsível 2% de deformação de colapso pode resultar em um recalque inaceitável para muitas edificações. Embora o critério de VARGAS (1978) esteja mais adequado à realidade brasileira, a classificação do solo com base no limite estabelecido pode não ser adequada em toda situação.

As propostas apresentadas não visam à estimativa de recalques de uma fundação. Servem apenas como guia para o projetista avaliar a susceptibilidade ao colapso de determinado solo, tal como os métodos indiretos. Por serem métodos diretos, os critérios não sofrem a influência do tipo de solo onde os mesmos foram elaborados, podendo ser estendidos a qualquer formação.

Um histórico de vários métodos diretos e indiretos de identificação e classificação de solos colapsíveis registrados na literatura é relatado em SOUZA NETO (2004).

2.7 PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM NO COLAPSO

A colapsibilidade de um solo é influenciada por vários fatores, entre eles: histórico de tensões no solo; estrutura, tipo e composição do solo; minerais argílicos predominantes; tamanho dos grãos; processos formacionais; grau de compactação; natureza do líquido de saturação; natureza do contato grão a grão; tensões de sucção existentes (deve existir suficiente tensão de sucção para manter a estrutura com rigidez temporária, que é destruída pelo umedecimento); teor de umidade natural (DUDLEY, 1970; ZUR e WISEMAN, 1973; MORGENSTERN e MATTAS, 1975, entre outros, apontam a deficiência hídrica como um dos principais condicionantes do colapso); densidade inicial seca e índice de vazios; grau de saturação inicial e cargas aplicadas (MENEZES E FRAGA, 1994).

Serão comentados, a seguir, alguns dos principais fatores que influenciam no colapso dos solos, avaliados por meio de ensaios edométricos.

2.7.1 UMIDADE INICIAL DO SOLO E PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO

Alguns autores (JENNINGS e KNIGHT, 1975; POPESCU, 1986; FERREIRA, 1995) têm afirmado que o colapso tende a aumentar, quanto menor for a umidade do solo antes da inundação. Isto se explica pelo fato do solo se tornar mais rígido, por conta da sucção, quanto menor a umidade. Desta forma, a parcela dos recalques medidos antes da inundação será menor em relação ao recalque total (recalques antes da inundação mais o recalque devido à inundação).

Tal comportamento terá um efeito direto no potencial de colapso (diferença da deformação entre a curva do ensaio na umidade natural e do ensaio inundado) medido através de ensaios de laboratório ou de campo, dependendo da umidade inicial. Caso o ensaio seja realizado em amostra coletada na estação úmida, o potencial de colapso será pequeno quando comparado com o ensaio realizado sob o mesmo nível de tensão, mas em amostra coletada na estação seca, quando o potencial de colapso terá seu valor máximo. Logo, pode-se concluir que o período mais crítico para se construir uma obra é a estação seca, e os parâmetros de projeto devem ser definidos com base em resultados de ensaios no solo nesta condição (SOUZA NETO, 2004).

BASMA e TUNCER (1992) analisaram a influência do peso específico aparente seco e umidade inicial no potencial de colapso de amostras de solos arenosos, argilosos e siltosos da Jordânia e concluíram que:

- i. quanto maior o peso específico aparente seco inicial desses solos para uma mesma tensão vertical de inundação e umidade inicial menores foram os potenciais de colapso. Isso é devido ao fato de que os solos densos terem menores índices de vazios iniciais e aparentemente uma estrutura mais estável.
- ii. para um mesmo grau de compactação e tensão vertical de inundação quanto maior o teor de umidade inicial do solo, menor o potencial de colapso. Devido à umidade inicial que reduz as forças metaestáveis, resultando em colapsos menores.

2.7.2 ESTADO DE TENSÃO

As deformações de colapso dependem do valor da tensão a que o solo está submetido no momento da inundação. Vários autores (como LUTENEGGER e SABER, 1988; PHIEN-WEJ et al., 1992; FERREIRA, 1995; FUTAI, 1997; VILAR E MACHADO, 1997) têm mostrado que, sob condição de compressão edométrica ou hidrostática, o potencial de colapso tende a aumentar com a tensão de inundação, até alcançar um valor máximo, a partir do qual tende a diminuir.

Um exemplo deste comportamento é mostrado na Figura II.7. A influência de diferentes tensões de inundação nos potenciais de colapso de uma areia do Município de Petrolândia-PE foi estudada por FERREIRA (1995), através de ensaios edométricos simples com a mesma vazão de inundação. Ele verificou que os valores dos potenciais de colapso eram praticamente os mesmos nas duas séries (ES1 e ES2) e cresciam com o aumento da tensão, atingindo seu valor máximo entre as tensões 160 e 320kPa, vindo a reduzir a partir desses valores.

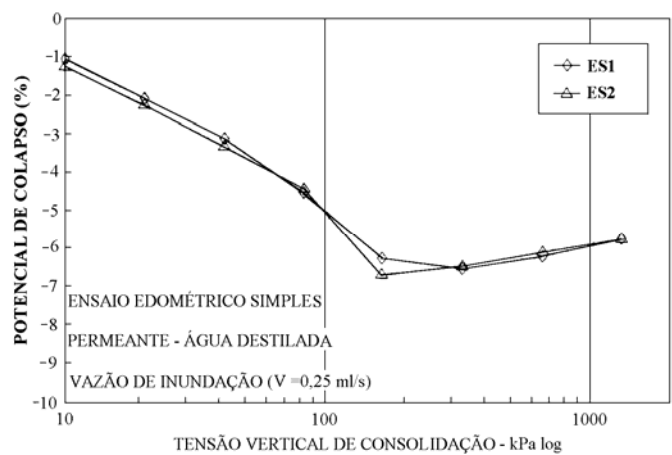


Figura II.7 – Influência da tensão de inundação no colapso (FERREIRA, 1995).

BURLAND (1965) afirma que os solos argilosos não saturados podem apresentar um comportamento expansivo, sob baixas tensões, e colapsível sob altas tensões. Este fato também foi evidenciado por outros autores, como DUDLEY (1970), VILAR (1994) FERREIRA (1995) e outros. Entretanto, em muitos casos, as tensões que o solo apresenta comportamento colapsível são tão elevadas que, provavelmente, o efeito de expansão prevalecerá sobre a maioria das obras assentes.

2.7.3 VAZÃO DE INUNDAÇÃO

A velocidade com que a água penetra nos vazios dos solos colapsíveis tem influência na sua desintegração estrutural. A velocidade de destruição das ligações pode ser maior, menor ou igual à velocidade de penetração da água no solo, estando relacionada, entre outros fatores, com a afinidade interna do solo pela água e a intensidade da força de coesão que mantém as partículas agregadas (FERREIRA, 1994).

HOUSTON et al. (1988) fizeram a simulação do colapso de uma fundação superficial em um solo siltoso, no campo e em laboratório, injetando água lentamente e registrando a compressão resultante a cada intervalo de tempo. Verificaram colapsos progressivos crescentes com o aumento do grau de saturação. A água foi adicionada até que o colapso fosse cessado, quando puderam verificar que o colapso total pode ocorrer com um grau de saturação bem abaixo de 100%.

CRUZ et al. (1994) realizaram ensaios edométricos simples em amostras compactadas de solos porosos do Estado de São Paulo. Em um dos ensaios, o corpo de prova apresentava baixa umidade e porosidade semelhante à do solo natural. Depois de consolidado na tensão de 80kPa, o solo foi umedecido por percolação de vapor d'água por tempos variáveis. Observou-se um colapso progressivo com o aumento do teor de umidade, atingindo seu valor máximo com o grau de saturação em torno de 80%, estabilizando-se no momento em que os colapsos atingiram a curva de compressão do solo inundado previamente.

FERREIRA (1995) estudou a influência da vazão de inundação no potencial de colapso de uma areia do Município de Petrolândia-PE, realizando ensaios edométricos simples com vazões de inundação variando de 1,0 a 0,0175 ml/s, com o solo submetido a tensões de 80, 160, e 320kPa. Constatando o máximo diferencial no potencial de colapso, aumentando cerca de 40%, para uma tensão de 80kPa, quando a vazão de inundação decrescia de 1,0 ml/s para 0,0175ml/s. O decréscimo da vazão de inundação provoca uma diminuição na velocidade de deformação, com acréscimo de tempo suficiente para um melhor rearranjo das partículas (Figura II.8). Estes resultados evidenciam que a vazão de inundação influencia fortemente no colapso, e sugerem que os ensaios sejam feitos com vazões mais lentas, a menos que resultados comparativos não indiquem essa influência nos resultados.

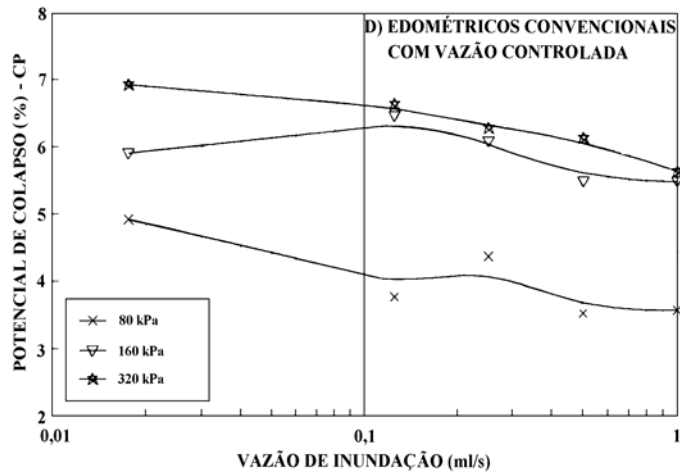


Figura II.8 - Influência da vazão de inundação no colapso (FERREIRA, 1995).

2.7.4 TIPO DE PERMEANTE

Muitos casos de colapso têm sido constatados associados a vazamentos oriundos das redes de esgotos e de abastecimento de água, ou a vazamentos de sistema de armazenamento de combustíveis e efluentes químicos. No entanto, o colapso dos solos, geralmente, é estudado considerando-se apenas a sua inundação por água. Na literatura encontram-se poucos relatos da influência do líquido de inundação nas características colapsíveis dos solos.

Muitos solos colapsíveis apresentam em suas estruturas grãos de areias revestidos por partículas de argilas, óxidos de ferro e alumínio, carbonatos, entre outros, que constituem elementos cimentantes entre partículas não argilosas dos solos macroporosos. A dispersão da argila de um solo é governada por um conjunto de propriedades que incluem taxa de absorção de sódio, porcentagem de sódio trocável, pH, tipo de solo e concentração de sais dissolvidos na água (INGLES e AITCHISON, 1969). A velocidade com que os vínculos de cimentação perdem sua resistência depende do fluido que percola no solo e da solubilidade do cimento (REGINATTO e FERRERO, 1973; CARVALHO et al., 1987).

REGINATTO e FERRERO (1973) utilizaram água potável; água servida proveniente de esgotos; e água ácida resultante da percolação de água destilada através de solo orgânico (turfa) para a inundação nos ensaios edométricos. Os resultados obtidos pelos autores indicaram que o fenômeno de colapso é fortemente dependente de características químicas

do líquido que satura o solo. Os resultados sugeriram que o colapso ocorreu devido à dispersão da fração de argila que atuava nas ligações entre partículas do solo macroporoso.

CARVALHO et al. (1987) verificaram que o aumento do pH do permeante tende a intensificar o colapso numa argila porosa de Brasília-DF, sendo necessário um estudo mais aprofundado; envolvendo grau de saturação, sucção e composição do fluido de inundação.

IGNATIUS e SOUZA PINTO (1991) estudaram o comportamento de colapso de uma argila arenosa, com $\text{pH} = 5,5$, da região de Sorocaba-SP, na presença de um efluente industrial a base de soda cáustica, com $\text{pH} = 13,7$, e íons predominantes de sódio 68g/l e alumínio 36g/l. O colapso sob tensão de 53kPa, equivalente ao peso das terras, através da inundação com água foi de 2% e as deformações puderam ser conferidas imediatamente. Após a inundação com água, percolou-se o efluente industrial no mesmo solo, verificando-se um colapso adicional de 15%. Porém, este não ocorreu de forma imediata, mas ao longo do tempo. As deformações de colapso só tiveram início após, aproximadamente, quinze minutos do início da inundação.

MARIZ e CASTRO (1994) realizaram ensaios edométricos simples para uma mesma carga em solos siltosos e argilosos de baixa plasticidade de Brasília-DF, inundando-os com Água Desaerada, Dimetilsulfóxico e Ciclohexano. Os autores verificaram que o colapso devido à inundação com Água Desaerada era muito maior que os demais. Este fenômeno pode ser explicado pelo fato do Dimetilsulfóxico e o Ciclohexano apresentarem baixos valores da constante dielétrica e tensão superficial.

CRUZ et al (1994) analisaram a influência do líquido permeante (óleo isolante a soluções ácidas de ácido clorídrico com pH variando de 1 a 5 e básicas de hidróxido de sódio com pH variando de 8 a 13) na colapsibilidade de solos porosos coluvionares que recobrem as regiões central e oeste do Estado de São Paulo. Constataram que o solo expandia à tensão nula quando inundado com líquido de pH até 11. Já para o $\text{pH} = 13$, o solo apresentava colapso da ordem de 2,5%. Para a tensão de 160kPa, os colapsos que variavam em torno de 9% alternavam-se para 14%, quando o líquido possuía $\text{pH} = 13$.

FERREIRA (1995) realizou ensaios edométricos em amostras indeformadas da Areia Amarelo-Avermelhada de Petrolândia-PE, mostrado na Figura II.9, utilizando como permeante, os líquidos não orgânicos: Água Destilada - AD (pH = 6,06), Água do Rio São Francisco - ARSF (pH = 7,54), Água do São Francisco que percolou pela Areia Amarelo-Avermelhada - ARSF/AAA (pH = 6,62), e Água da Rede de Abastecimento de Pernambuco - ARA (pH = 7,94); e os líquidos orgânicos: Acetona - $(CH_3)_2CO$, Ciclohexano - C_6H_{12} , e Dimetilsulfóxido (DMSO) - C_2H_6SO . Os ensaios foram inundados no início e carregados posteriormente. O colapso observado foi menor quando inundado com a Água Destilada, seguido da Água do São Francisco que percolou pela Areia Amarelo-Avermelhada, depois a Água do Rio São Francisco e, finalmente, a Água da Rede de Abastecimento de Pernambuco. Verifica-se que o colapso cresceu com o aumento do pH dos líquidos. Para os permeantes orgânicos, a compressibilidade crescia nesta ordem: Ciclohexano, Acetona, e Dimetilsulfóxido (DMSO). Observou-se uma expansão de 1,39%, sob tensão de 2,5kPa, quando o corpo de prova foi inundado por DMSO, e de 0,24%, quando foi inundado por Ciclohexano. Apenas o Ciclohexano, praticamente, não apresentou deformação de colapso para nenhum dos níveis de tensão aplicada, sua compressibilidade foi um pouco maior que a do solo na umidade natural, sem inundação. Entre as principais conclusões, tem-se que o colapso, devido à inundação depende das características físico-químicas dos permeantes que interagem com o solo; e que os maiores valores dos potenciais de colapso ocorreram para os permeantes com maiores valores dos totais de cátions solúveis (Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+}); principalmente Na^+ , por atuarem como defloculante no solo.

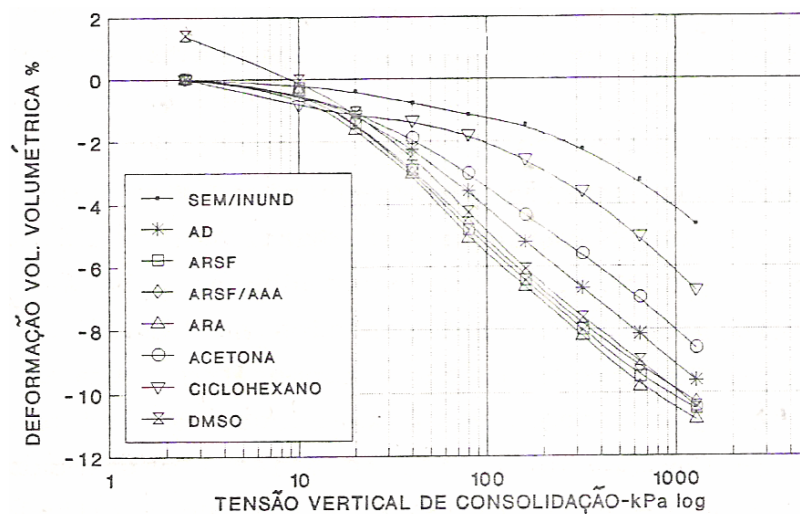


Figura II.9 - Influência do tipo de permeante no colapso (FERREIRA, 1995).

COLLARES e VILAR (1998), analisaram o colapso de dois solos tropicais, típicos do interior de São Paulo, através de ensaios edométricos, com amostras compactadas e indeformadas. Utilizaram para inundação, diferentes soluções químicas: uma mistura de Hidróxido de Sódio (NaOH) com Hexametáfosfato de Sódio (NaPO_4)₆, com pH = 11; uma solução de Hexametáfosfato de Sódio, com pH = 6,3; e uma solução ácida, de Hexametáfosfato de Sódio com adição de Ácido Fosfórico H_3PO_4 , com pH = 3. Utilizaram ainda, Água Destilada, com pH = 6,8, para simular água de chuva, de vazamento de redes de abastecimento, ou usadas para irrigação. Concluíram que a presença de substâncias químicas misturadas à água tende a alterar o potencial de colapso dos solos; e que o pH das soluções químicas não influenciou no potencial de colapso, já que os valores dos potenciais foram bem próximos, devido talvez à presença de um agente dispersivo na solução.

RODRIGUES e LOLLO (2004) estudaram o comportamento de dois solos colapsíveis do Município de Ilha Solteira-SP através de ensaios edométricos e microscopia eletrônica de varredura. O colapso foi induzido pela inundação das amostras com água destilada, esgoto doméstico e soluções a base de substâncias que compõem os esgotos, como sabões e detergentes. Observaram que o colapso foi maior quando o solo foi inundado com os líquidos de pH alcalino, porém, não foi possível atribuir a ascendência do colapso apenas ao aumento do pH, porque as soluções testadas possuíam características distintas como a composição química, a tensão superficial e a viscosidade. Concluíram que o conjunto de características físicas e químicas que envolvem os fluidos de inundação e os solos tem um papel relevante na compreensão do fenômeno do colapso, tornando-se discutível, devido à sua complexidade, informações que atribuem o colapso a um ou outro parâmetro somente.

GARCIA et al. (2004) analisaram um solo superficial, uma areia fina argilosa laterítica com baixa compacidade, do Município de Ilha Solteira – SP. O trabalho se limitou à profundidade de 0,6 a 1,0m, na qual normalmente se apóiam as fundações rasas. Com o objetivo de estudar o efeito de algumas substâncias isoladas no colapso dos solos, utilizaram água destilada; esgoto doméstico; soluções a base de substâncias que compõem os esgotos, como: água sanitária, detergente líquido, sabão em pó; e óleo de soja para inundação dos corpos de prova. Realizaram ensaios edométricos, simples e duplos; e conferiram o efeito da inundação do solo em provas de carga em placa, e no carregamento de um protótipo de sapata corrida. Analisaram as características e a estrutura dos solos

antes e após a realização de ensaios edométricos, com ensaios de caracterização física e química dos solos e microscopia eletrônica de varredura. Constataram que o colapso depende da composição química do fluido de inundação, e a intensidade parece estar relacionada à capacidade de tais fluidos em atacar os compostos cimentantes do solo, principalmente quando estes fluidos são compostos pelo elemento Sódio.

MONTEIRO (2005) analisou a influência da interação solo-líquido nas características de compressibilidade e colapso de um Arenito Pleistocênico da Cidade do Recife – PE. A análise do colapso do solo foi através de ensaios de caracterização química, petrográfica, e microestrutural do solo antes e após a inundação com diferentes fluidos de inundação; e ensaios edométricos simples e duplos, com tensões verticais de inundação diferentes, utilizando para inundação: Água Destilada, Gasolina Comum, Hidróxido de Sódio e solução aquosa de Cloreto de Sódio. Verificou que o solo quando inundado com Água Destilada e com Hidróxido de Sódio apresenta colapso crescente com a tensão até um certo nível (160kPa com água destilada e 40kPa com hidróxido de sódio) e posteriormente decresce, apresentando comportamento de pico. A Gasolina Comum e a solução aquosa de Cloreto de Sódio não causaram colapso ao solo. No entanto, a solução aquosa de Cloreto de Sódio foi o líquido que apresentou a maior deformação final (8%), comparando com os demais líquidos, na tensão de 1280kPa. Concluiu que a compressibilidade e o comportamento de colapso do arenito devido à inundação com diferentes fluidos percolantes, estão associados à variação do estado tensional do solo, compreendendo a tensão vertical de consolidação, a interação solo-líquido e o arranjo estrutural das partículas. Estes fatores podem atuar isoladamente ou concomitantemente.

2.8 PROPRIEDADES DOS LÍQUIDOS DE INUNDAÇÃO

O colapso do solo está intrinsecamente relacionado com sua estrutura, e as interações físico-químicas entre o líquido e o solo. As propriedades do líquido em contato com o solo (tensão superficial, condutividade, sucção, e pH, entre outros) influenciam sua velocidade de penetração, e sua interação com o solo, conseqüentemente, nos potenciais de colapso. Para MITCHELL (1993), o colapso é influenciado pela estrutura do solo, envolvendo a resistência desenvolvida nos contatos entre os grãos, onde atuam os agente cimentantes.

Segundo MARIZ (1993), nos efeitos físicos, tem-se a expulsão forçada do ar aprisionado nos poros do solo, devido ao rápido umedecimento do mesmo, e a quebra de cimentações por ação mecânica de sobrecargas e/ou ação do peso próprio. Já nos efeitos químicos, tem-se a quebra de cimentações por ação química do líquido que interage com o solo destruindo-as. E nos efeitos físico-químicos, tem-se a interação do líquido com a superfície dos minerais do solo, ocorrendo: a hidratação da superfície com a ação de uma força repulsiva devido ao potencial de solvatação, ou afinidade de interação; e o desenvolvimento da dupla camada elétrica, e conseqüente expansão.

Algumas propriedades dos líquidos apresentadas a seguir servirão de base para as análises da interação solo-líquido dessa pesquisa.

2.8.1 TENSÃO SUPERFICIAL E INTERFACIAL

A tensão superficial é a tensão que atua na superfície livre de qualquer líquido, como resultado da atração entre as respectivas moléculas (Figura II.10), a qual provoca nesta superfície propriedades semelhantes às de uma película elástica esticada, e tende a reduzir o volume do líquido de forma que exponha a mínima superfície. A capacidade de umedecimento de um líquido com relação a um determinado sólido está relacionada com a tensão superficial destes (MARIZ, 1993).

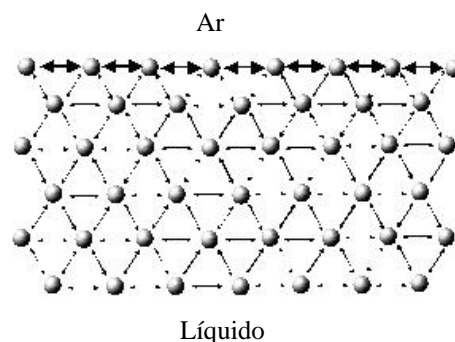


Figura II.10 – Tensão superficial - atração das moléculas na interface ar-líquido (modificado de KSV, 2001).

Quando dois fluidos não miscíveis estão em contato, existem forças que atuam na interface formada pelo contato desses dois fluidos. Essa energia interfacial surge da diferença entre a atração molecular no interior de cada fase e aquela para a superfície de contato. Este desequilíbrio de forças faz com que a interface se contraia e fique curva. Poderíamos dizer que, mecanicamente, entre esses fluidos, existe uma membrana homoganeamente elástica e com espessura infinitesimal, que os separa. Podem-se ter interfaces do tipo fluido-fluido e fluido-sólido, podendo ser fluidos líquidos ou gasosos, sendo assim: líquido-líquido; líquido-gás; líquido-sólido; e gás-sólido. Assim, podemos definir a tensão interfacial para duas substâncias, como sendo a quantidade de trabalho necessária para separar duas substâncias, ou ainda, a força por unidade de comprimento para criar uma nova superfície. No caso do contato de um fluido com o seu vapor saturante, a tensão interfacial é denominada de tensão superficial. A tensão superficial é uma característica do fluido a uma temperatura determinada, enquanto a tensão interfacial depende também da substância com a qual o fluido entra em contato (NOBRE, 2004).

A molhabilidade é controlada, principalmente pela tensão interfacial. Quanto maior a tensão interfacial, menor o potencial para o líquido penetrar nos poros, maior a estabilidade da interface e menor o grau de miscibilidade entre os fluidos. A molhabilidade consiste no espalhamento de um fluido sobre superfícies sólidas em um sistema de dois fluidos. Enquanto o fluido molhante tende a cobrir a superfície dos grãos e ocupa os menores poros no meio poroso, o fluido não molhante tenderá a preencher os poros com maiores aberturas. A molhabilidade de um meio poroso é afetada por diversos fatores, incluindo: a mineralogia do meio poroso; a composição química dos fluidos; a presença de matéria orgânica; e a história de saturação do meio poroso (NOBRE, 2004).

2.8.2 CONDUTIVIDADE ELÉTRICA E CONSTANTE DIELETRICA

A condutividade elétrica é a capacidade que o fluido possui de conduzir corrente elétrica. Este parâmetro está relacionado com a presença de íons dissolvidos no fluido. O transporte de cargas nas soluções eletrolíticas é realizado por íons. Todos os íons presentes na solução participam dessa condução e, por essa razão, pode-se dizer que a condutividade fornece uma informação global, por natureza não específica (diferente da determinação do pH de

uma solução, que é específica, visto que ela indica somente a concentração dos íons H^+). A maioria dos ácidos, bases e sais inorgânicos são bons condutores da corrente elétrica ao passo que substâncias orgânicas, que não se dissociam em solução (benzina, gasolina, açúcares por exemplo), não são condutoras (ANALION, 2005).

Em geral, para soluções aquosas de eletrólitos inorgânicos, observa-se um aumento quase linear da condutividade com o aumento da concentração (até concentrações de 10 ou 20% em peso). Quanto menor o íon, maior sua mobilidade e, portanto, maior sua condutividade. Com diâmetro igual, íons bivalentes e trivalentes conduzem mais que íons monovalentes.

Ao contrário da condutividade metálica, a condutividade eletrolítica aumenta com a temperatura. De modo geral, esse efeito é devido ao fato que a mobilidade individual dos íons aumenta com a temperatura e que a viscosidade do solvente diminui. Para soluções aquosas, o coeficiente de temperatura da condutância iônica varia entre 0,5 e 5% por °C, dependendo do tipo e da concentração do íon condutor. Erros significativos podem ser cometidos na medição da condutividade se esse efeito não for compensado. Na prática, a condutância específica em mhos por centímetro é chamada condutividade e é exprimida apenas em mhos (ou Siemens, unidade equivalente).

A constante dielétrica uma medida do quão facilmente uma substância química é capaz de interagir com um campo elétrico, enfraquecendo-o, alterando sua magnitude. Estas moléculas podem ser polarizadas e orientadas num campo elétrico. Desta forma, a constante do fluido contido nos poros do solo influenciará no potencial da superfície das partículas de argila, bem como na espessura da dupla camada, através das forças de atração e repulsão (MARIZ, 1993). A constante dielétrica é definida por D na equação de Coulomb:

$$F = -\frac{qq_1}{Dd^2} \quad \text{II.5}$$

Sendo, F a força de atração entre duas cargas, q e q_1 ; separadas por uma distância d.

2.8.3 POTENCIAL HIDROGENIÔNICO - pH

O termo pH (potencial Hidrogeniônico) é usado universalmente para expressar o grau de acidez ou alcalinidade de uma solução, ou seja, é o modo de expressar a concentração de íons de hidrogênio nessa solução. O pH é o logaritmo negativo da concentração hidrogeniônica, $\text{pH} = -\log [\text{H}^+]$, e sua escala varia de 0 a 14. Soluções ácidas apresentam valores menores do que 7; as soluções alcalinas, superiores a 7; e o valor de $\text{pH} = 7$ indica um meio neutro. Em alguns casos (nos solos, por exemplo), o valor do pH poderá estar indicado na sua concentração em meio aquoso. As medidas do pH são de extrema utilidade, pois fornecem inúmeras informações a respeito da qualidade do fluido. Geralmente um pH muito ácido ou muito alcalino está associado à presença de despejos industriais; esgoto etc.

Vários pesquisadores (CARVALHO et al., 1987; IGNATIUS e SOUZA PINTO, 1991; CRUZ et al., 1994; FERREIRA, 1995; COLLARES e VILAR, 1998; RODRIGUES e LOLLO, 2004) vêm analisando a influência do pH dos permeantes no comportamento tensão versus deformação do solo através da interação solo-líquido. Em algumas pesquisas (FERREIRA, 1995; RODRIGUES e LOLLO, 2004) se observou que o colapso foi maior quando o solo foi inundado com os líquidos de pH alcalino. Entretanto, nada foi evidenciado quanto a sua influência no colapso dos solos, visto que os líquidos testados possuíam características distintas.

2.9 PROPRIEDADES DO SOLO ENSAIADO

2.9.1 LOCALIZAÇÃO

O solo selecionado para este trabalho é uma Areia Amarelo-Avermelhada, localizada no Município de Petrolândia, no sertão de Pernambuco, a 520km da cidade do Recife. Sua localização tem as coordenadas: N - 9009250, E - 582625, e altitude de 310m. Na Figura II.11 está indicado o local utilizado como campo experimental por FERREIRA (1995), de onde foram coletadas as amostras da atual pesquisa.

A escolha deste local está associada à existência de danos em diversas edificações de grandes conjuntos habitacionais, e num projeto de irrigação do reassentamento da população do município, deslocada por ocasião da formação do reservatório da Barragem de Itaparica. Em Petrolândia, na zona urbana, foram reassentadas 2974 famílias com saneamento de 100% dos imóveis, servidos com água tratada e coleta de esgoto. Na zona rural, foram construídos três projetos de irrigação: Barreiras, Apolônio Sales e Icó Mandantes. Foram atendidas 1307 famílias de produtores rurais, com imóveis residenciais servidos por água e saneamento básico, com 27 agrovilas. Segundo dados do IBGE (2000), até o ano 2000, o número de domicílios urbanos no município era 4.446, e o número de domicílios rurais, 3.939.

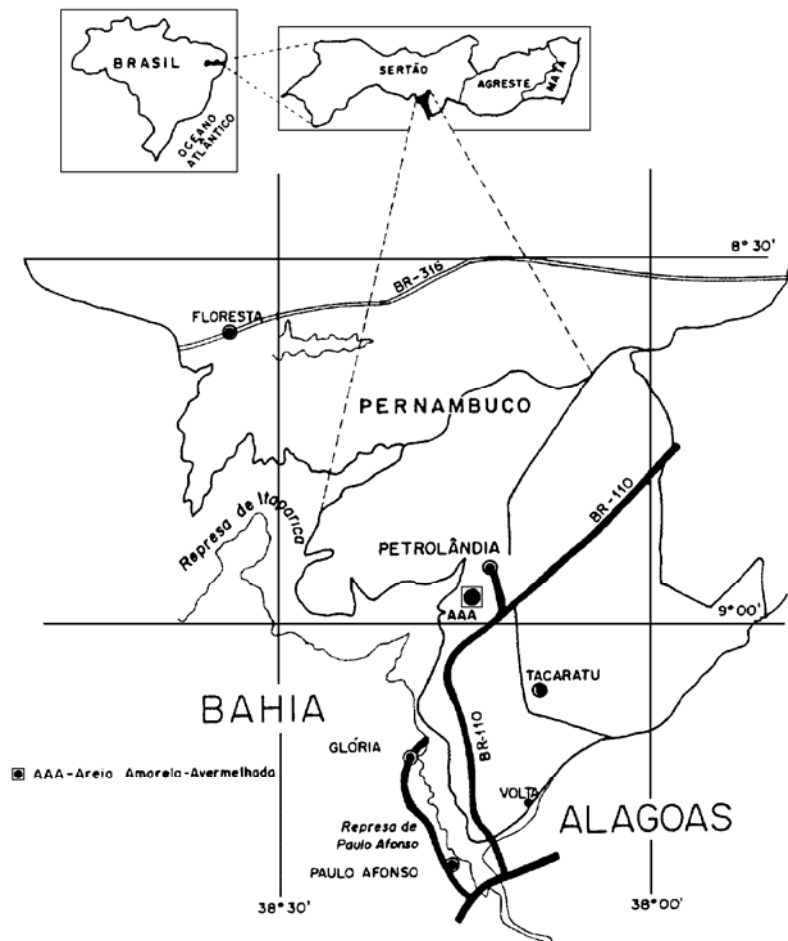


Figura II.11 - Localização do Estado de Pernambuco em relação ao Brasil, do Município de Petrolândia em relação a Pernambuco e do local da pesquisa em relação a Petrolândia (FERREIRA, 1995).

O local escolhido está inserido na Bacia do Jatobá, sendo esta parte integrante das Bacias Sedimentares Recôncavo e Tucano, chegando a ser considerada como uma extensão das mesmas, e separada da Bacia do Tucano pelo arco do Rio São Francisco. A Bacia do Jatobá localiza-se no centro sul do estado de Pernambuco, envolvendo os Municípios de Petrolândia, Tacaratu, Inajá, Tupanatinga, Buique e Floresta; sua forma é alongada na direção OSO – ENE, lembrando uma elipse e ocupando uma área total de 5600km². Informações detalhadas da Bacia do Jatobá podem ser encontradas em MELO (1980).

Apresenta-se uma síntese dos principais aspectos geomorfológicos; geológicos; climáticos; e geotécnicos do Município de Petrolândia, onde está localizado o solo em estudo. Tais informações foram obtidas da tese de doutorado de FERREIRA (1995). Apresentam-se também, as caracterizações físicas, químicas, mineralógicas e micromorfológica do solo; a pedologia e a curva característica, obtidos por FERREIRA (1995) e GUIMARÃES NETO (1997).

2.9.2 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

Na Bacia do Jatobá distinguem-se uma vasta área de dissecação muito trabalhada pelos Rios São Francisco, Moxotó e seus afluentes. MELO (1980) diferencia cinco superfícies de erosão bem definidas, a depender da altitude:

- i. as baixas têm altura até 400m, e são restritas aos vales;
- ii. os altos têm altura entre 400 e 600m, e constitui os tabuleiros arenosos;
- iii. as chapadas têm alturas entre 600 e 800m, e constitui os divisores de água;
- iv. as serras têm altura compreendidas entre 800 e 1000m, e são restritas aos pontos culminantes da bacia sedimentar;
- v. os picos das serras ou exposições isoladas têm altura superior a 1000m, e são raros.

O local de ocorrência da Areia Amarelo-Avermelhada apresenta o relevo plano e a altitude é de 310m.

2.9.3 ASPECTOS GEOLÓGICOS

No local onde ocorre a Areia Amarelo-Avermelhada, há um capeamento eluvial da Formação Tacaratu, que é caracterizada por arenitos grosseiros a médios, ocasionalmente conglomeráticos e mal selecionados. Os grãos de quartzo são angulosos até subarredondados. É comum a ocorrência de intercalações de arenitos finos e siltitos, por vezes micáceos, feldspáticos e níveis argilosos em menor proporção. A coloração destes arenitos varia de branco a avermelhado com graduações para as tonalidades rósea, amarelada e amarronzada.

2.9.4 ASPECTOS CLIMÁTICOS

Na Bacia do Jatobá, as precipitações volumétricas apresentam valores máximos nas áreas serranas da borda sudeste e mínimos nos vales principais dos Rios São Francisco e Moxotó (MELO, 1980). É importante salientar que Petrolândia está situada no vale do Rio São Francisco. As chuvas são escassas no baixo São Francisco, distribuindo-se, com acentuada irregularidade, não só anualmente, como também mensalmente. A estação chuvosa inicia-se em dezembro, sendo janeiro, fevereiro e março o trimestre mais chuvoso. A estação seca está compreendida entre os meses de maio e novembro, geralmente, tendo agosto, setembro e outubro o trimestre mais seco. A estação seca na zona semi-árida é de 7 a 10 meses.

O valor médio anual da temperatura da região considerado é de 25,4°C. Em um só dia, a diferença entre as temperaturas máxima e mínima pode chegar a 20°C. Os meses mais quentes do ano ocorrem de fevereiro a abril.

Os maiores valores de velocidade do vento foram registrados nos meses de agosto, setembro e outubro, coincidentes com o período mais seco do ano, e os menores valores foram registrados nos meses de dezembro, janeiro e fevereiro, coincidentes em sua maioria com os meses mais chuvosos do ano. A direção predominante do vento é do quadrante sudoeste oriundo do Oceano Atlântico (MELO, 1980).

A média mensal da umidade relativa do ar varia de 38,5 a 73,1%. Os valores máximos são atingidos nos meses de junho a agosto, que correspondem ao período de temperaturas mais baixas e os mínimos nos meses de fevereiro a abril, correspondentes aos meses quentes do período. O valor médio anual da umidade do ar é de 48,2%, inferior à média da umidade relativa da Bacia do Jatobá, que é de 75%.

Os conceitos de aridez e semi-aridez são citados por MAIO (1961), como reflexo da deficiência pluviométrica sobre a vegetação nativa e as culturas agrícolas, condicionadas pela natureza do solo e subsolo, temperaturas reinantes e aspectos do relevo. Embora a aridez e semi-aridez seja um fenômeno muito complexo, dados meteorológicos de fácil mensuração como precipitação e temperatura, parecem os mais indicados para delimitar, se não globalmente, pelo menos regionalmente as zonas de aridez e semi-aridez, mediante o estabelecimento de índices numéricos sistêmicos. Uma das fórmulas mais simples e gerais que reflete a aridez é o índice de aridez de De MARTONE, citado por MAIO (1961). Embora, para determiná-lo, não se leve em conta a água que também se perde por escoamento superficial, este índice dá uma aferição empírica da evaporação em função de valores de temperatura. Na realidade, este índice deveria ser chamado de umidade e não de aridez, uma vez que, quanto maior o seu valor, maior a umidade e quanto menor, maior a aridez. FERREIRA (1995) utilizou dados de precipitação pluviométrica, no período de 1984 a 1993, e a temperatura média (25,4°C) da região para o cálculo do índice de aridez pela equação de De MARTONE, verificando que os valores deste índice classificam o Município de Petrolândia – PE, em sua maioria, na condição de semi-árido e deserto.

Segundo a classificação de KÖPPEN, o local estudado apresenta características do subtipo BSs'h', clima muito quente semi-árido, tipo estepe. A estação chuvosa se adianta para outono, antes do inverno, sendo a temperatura do mês mais frio superior a 18°C. Segundo GAUSSEN, o clima é do tipo 3aTh, ou seja, mediterrâneo quente, de seca de verão, na modalidade caráter atenuado, com índice xerotérmico entre 150 e 200; apresentam 7 a 8 meses secos no ano e os meses mais frios em temperatura superior a 15°C.

A cobertura vegetal dominante na área compreende a caatinga hiperxerófila, lenhosa e espinhosa, onde se verifica, no período de seca, a queda das folhas da quase totalidade de seus componentes.

2.9.5 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

FERREIRA (1995) realizou sondagens de simples reconhecimento com o solo na umidade natural e com o solo inundado. A Figura II.12 apresenta o perfil obtido da Areia Amarelo-Avermelhada, sendo constituído de uma camada de areia fina, com pouca areia média, de cor amarela (descrita na sondagem, e de cor amarelo-avermelhada, definida no manual de cores – MUNSELL, 1992). Sua compactidade varia de compacta a muito compacta, para o ensaio na umidade natural e, de fofo a compacta no ensaio inundado. No ensaio realizado com o solo na umidade natural, aos 5,5m de profundidade encontrou-se uma camada de alta resistência à penetração do amostrador (45 golpes para 0,10m). A profundidade de 5,6m foi considerada como limite desta sondagem, não foi observado nível d'água. No ensaio realizado com o solo inundado, após a profundidade de 5,6m, encontrou-se uma areia argilosa com pedregulho, uma argila pouco siltosa dura, variegada e finalmente, a 7,2m de profundidade, uma camada de siltito calcário muito compacto, de cor marrom e cinza, onde foi verificado o impenetrável a 9,46m.

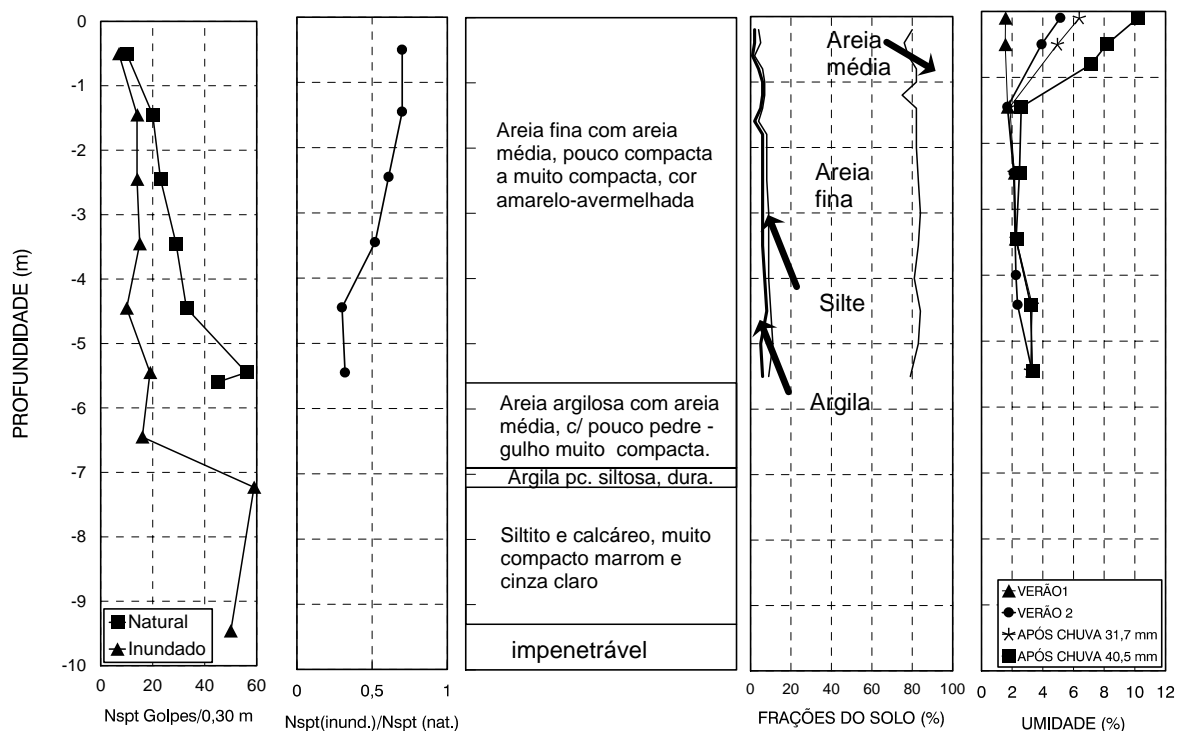


Figura II.12 - Perfil geotécnico da Areia Amarelo-Avermelhada (FERREIRA, 1995).

Nos dois ensaios, os valores do índice de resistência à penetração (SPT) do amostrador padrão crescem com a profundidade, como mostrado na Tabela II.4. Os valores do SPT estão relacionados com os valores de sucção e umidade do solo. Quando se verifica um baixo teor de umidade no solo, a sucção elevada confere valores de SPT mais altos. Através da sondagem, concluiu-se que valores altos ou baixos do SPT não indicam se o solo é ou não potencialmente colapsível. Valores altos de SPT em solos colapsíveis estão associados à baixa umidade, ou altas sucções.

Tabela II.4 – Índice de resistência à penetração (SPT) da Areia Amarelo-Avermelhada na umidade natural e inundado (FERREIRA, 1995).

Profundidade (m)	Índice de resistência à penetração nos últimos 0,30m		NSPT (inundado) NSPT (natural)
	Solo na umidade natural	Solo inundado	
0,05 a 0,50	10	7	0,70
1,00 a 1,45	20	14	0,70
2,00 a 2,45	23	14	0,61
3,00 a 3,45	29	15	0,52
4,00 a 4,45	33	10	0,30
5,00 a 5,45	56	19	0,32
5,50 a 5,60	45 / 0,10m	-	-
6,00 a 6,45	-	16	-
7,00 a 7,23	-	59 / 0,23m	-
9,40 a 9,46	-	50 / 0,06m	-

2.9.6 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

Os resultados da análise granulométrica da Areia Amarelo-Avermelhada, com e sem uso de defloculante, realizada por FERREIRA (1995), com amostras das profundidades de 1,0 a 1,4 m e de 1,8 a 2,2 m são apresentados na Tabela II.5.

Tabela II.5 - Composição granulométrica com e sem uso de defloculante da Areia Amarelo-Avermelhada (FERREIRA, 1995).

Profundidade (m)	Uso de defloculante	Composição Granulométrica (%) ABNT							Silte / Argila
		Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	% < 2 μ	
1,0 – 1,4	Com	0	0	15	79	2	4	4	0,5
	Sem	0	0	16	82	0	2	2	0,0
1,8 – 2,2	Com	0	0	18	74	2	6	5	0,3
	Sem	0	0	12	82	5	1	1	5,0

A média do peso específico encontrado foi de $26,36 \text{ kN/m}^3$. O coeficiente de uniformidade em qualquer profundidade foi inferior a 4, indicando que o solo apresenta uma granulometria uniforme. Os ensaios de consistência mostraram que o solo não apresentava limite de liquidez e plasticidade, indicando um solo não líquido e não plástico. Os ensaios de compactação com e sem reuso do solo, na profundidade de 1,0 a 1,4m, indicaram valores respectivos de pesos específicos aparentes secos máximos de $19,50$ e $19,30 \text{ kN/m}^3$ e umidades ótimas de $9,0\%$ e $8,8\%$, sob grau de saturação de $67,14\%$. A Figura II.13 apresenta as curvas de compactação e graus de saturação encontrados, são plotados também, a condição de campo e após cravação do amostrador padrão do ensaio SPT.

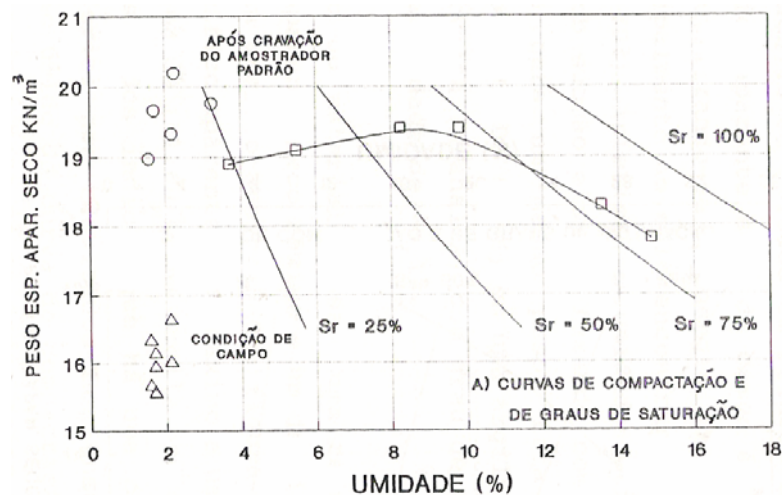


Figura II.13 - Curvas de compactação e grau de saturação (FERREIRA, 1995).

Os resultados da análise granulométrica da Areia Amarelo-Avermelhada, com uso de defloculante, realizada por GUIMARÃES NETO (1997), com amostras da profundidade de 1,0 a 2,2 m são apresentados na Tabela II.6. Os ensaios de consistência mostraram que o solo não apresentava limite de liquidez e plasticidade. Os ensaios de compactação, com reuso do solo, indicaram o valor de peso específico aparente seco máximo de $19,15 \text{ kN/m}^3$ e umidade ótima de $9,5\%$.

Tabela II.6 - Composição granulométrica (GUIMARÃES NETO, 1997).

Profundidade (m)	G_s (kN/m^3)	Composição Granulométrica (%) ABNT						Silte / Argila
		Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	
1,0 – 2,2	26,41	0	0	14	76	2	8	0,25

2.9.7 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DO SOLO

A Areia Amarelo-Avermelhada apresentou cátions adsorvidos Ca^{2+} e Mg^{2+} aumentando com a profundidade. Até a profundidade de 3,5m os cátions adsorvidos H^+ + Al^{3+} predominam sobre Ca^{2+} + Mg^{2+} . A capacidade de troca catiônica é pequena ($T = \text{CTC} < 24\text{meq}/100\text{g}$), indicando uma atividade muito baixa (T_b), típica da argila caulinita. A saturação por base até a profundidade de 3,0 m é inferior a 50%, mostrando ser um solo distrófico (pouco ou muito pouco fértil e sem reservas nutrientes para os vegetais). Entre as profundidades de 0,8 a 1,5m apresenta valores de saturação por alumínio superiores a 50%, e um mínimo de 0,3meq/100g de Al extraível, um nível tóxico para as plantas, tratando-se de solo álico. Os valores de saturação com sódio e da condutividade do extrato de são baixos ($< 4\text{mmhos}/\text{cm}/25^\circ\text{C}$). O teor salino varia de 0,122 a 0,280mmhos/cm/25°C, indicando haver um baixo grau de salinidade. Os valores de pH determinados foram ácidos e praticamente constantes com a profundidade (em $\text{H}_2\text{O} = 4,5$; em solução normal de KCl = 3,8; e em solução de 0,01M de $\text{CaCl}_2 = 3,6$). Os valores de matéria orgânica obtida a partir do carbono orgânico foram baixos. Os sais dissolvidos nas amostras do solo apresentaram uma porcentagem de Na^+ e a soma dos cátions Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ e K^+ na fração de argila, entre a zona 4 e a zona 3, sendo considerada pela classificação de SHERARD (1972) como argila pouco dispersa a normalmente não dispersa. Os valores da caracterização química até a profundidade de 2,5m são apresentados na Tabela II.7.

Tabela II.7 – Caracterização química (FERREIRA, 1995).

Profundidade (m)	pH			C.E. mmhos/cm a 25°C	MO %	Na^+	K^+	Ca^{2+}	Mg^{2+}	Al^{3+}	H^+
	H_2O	KCl 1N	CaCl_2 0,01M								
0,0 – 0,1	5,0	4,0	4,0	0,227	0,62	0,02	0,14	0,40	0,40	0,40	0,92
0,2 – 0,3	4,8	3,9	3,7	0,170	0,33	0,01	0,10	0,40	0,20	0,55	0,94
0,4 – 0,5	4,6	3,9	3,7	0,180	0,41	0,02	0,10	0,40	0,20	0,75	0,57
0,6 – 0,7	4,3	3,7	3,5	0,357	0,26	0,02	0,10	0,40	0,30	0,75	0,90
0,8 – 0,9	4,4	3,8	3,5	0,184	0,34	0,01	0,10	0,50	0,10	0,75	1,07
1,0 – 1,1	4,4	3,8	3,5	0,224	0,36	0,01	0,07	0,50	0,20	0,90	0,59
1,2 – 1,3	4,3	3,8	3,5	0,212	0,26	0,04	0,06	0,50	0,10	0,85	0,97
1,4 – 1,5	4,3	3,7	3,5	0,164	0,34	0,02	0,05	0,40	0,30	0,90	0,59
1,6 – 1,7	4,3	3,7	3,5	0,154	0,21	0,03	0,06	0,50	0,20	0,85	0,80
1,8 – 1,9	4,2	3,7	3,5	0,224	0,26	0,02	0,06	0,50	0,20	0,75	1,07
1,9 – 2,0	4,6	3,8	3,6	0,192	0,31	0,03	0,07	0,60	0,10	0,70	0,79
2,0 – 2,5	4,5	-	-	0,122	0,31	0,02	0,07	0,60	0,20	0,70	0,62

2.9.8 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

FERREIRA (1995) fez caracterização mineralógica por dois métodos. Pela caracterização mineralógica ótica, a fração de areia da Areia Amarelo-Avermelhada, indicou que esse solo possui, 98 a 99% de grãos de quartzo, variando de angulares a arredondados. Os grãos de quartzo, em sua maioria, encontram-se revestidos por películas de óxidos de ferro. Em proporções inferiores encontram-se: no máximo 2% de ilmenita, magnetita, hematita, feldspato, plagioclásio, microclina, titanita, turmalina e minerais opacos.

Pela análise mineralógica com difração de Raio-X, para indicar as frações de silte e argila, foram encontrados na Areia Amarelo-Avermelhada na sua fração de silte como principais componentes, a caulinita e interstratificação irregular de montmorilonita-vermiculita e mica. E a fração de argila constituída por mica, interstratificações irregulares de mica-montmorilonita e clorita-vermiculita.

2.9.9 CARACTERIZAÇÃO MICROMORFOLÓGICA

As micrografias da contextura “fabric” determinou a matriz da amostra indeformada da Areia Amarelo-Avermelhada constituída por intensa quantidade de grãos de areia e pouca argila. Os grãos de areia são quase totalmente de quartzo, sendo de tamanhos variados e formas arredondadas e angulares. A pouca quantidade de plasma, predominantemente mineral (argila), encontra-se revestindo total ou parcialmente os grãos de esqueleto (areia), quase sempre não se estendendo ou formado pontes entre eles. A espessura do revestimento varia de 5 a 40 μ m. A distribuição entre os componentes da matriz do solo caracteriza a contextura matricial clamítica, BREWER e PAWLUK (1975), ou quitônica, STOOPS e JONGERIUS (1975), Figuras II.14A e II.14B. Este tipo de contextura condiciona a formação predominante um tipo de porosidade designada poros de empacotamento simples, BREWER (1976), ou seja, espaços vazios que resultam de junção de partículas de diferentes tamanhos e formas, Figura II.14C. Alguns poucos canais e câmaras (atividade biológica) foram observados, Figura II.14D. Na lâmina há 50% de grãos, 39% de poros e 11% de argila (FERREIRA, 1995).

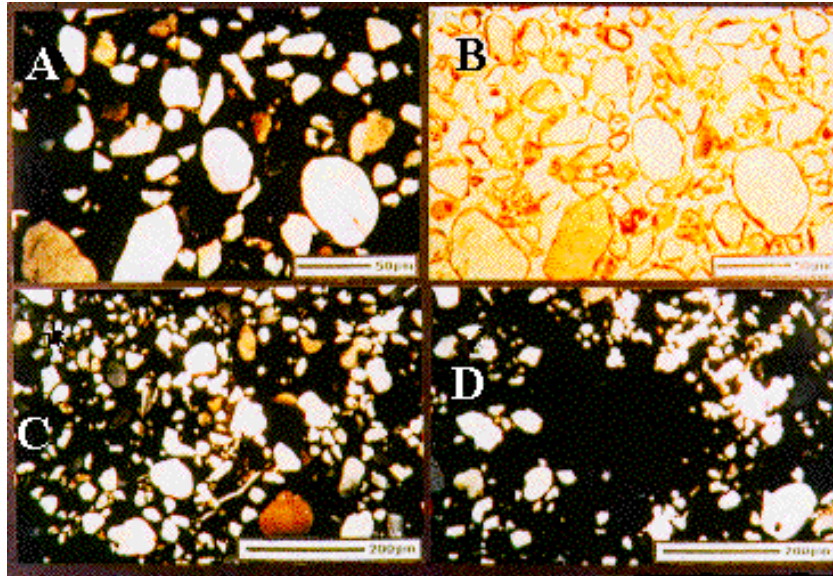


Figura II.14 - Micrografias da textura em amostras indeformadas (FERREIRA, 1995).

GUIMARÃES NETO (1997) obteve a eletromicrografia, da amostra da Areia Amarelo-Avermelhada compactada estaticamente com peso específico aparente seco de $17,00\text{kN/m}^3$ e umidade de 3,0%, através do Microscópio Eletrônico de Varredura (Figura II.15). A amostra apresenta grãos de areia fina interligados entre si por partículas menores de silte e argila. A Microscopia Eletrônica de Varredura revelou que a amostra compactada estaticamente apresentou sua textura (estrutura) similar à amostra indeformada do solo natural obtida por FERREIRA (1995), mas apresentando as seguintes diferenças: ligações entre os grãos de areia feitas por partículas menores de silte e argila; existindo uma menor quantidade de poros menores que na amostra indeformada, e não se constatou a presença de pontes de argila na amostra compactada.



Figura II.15 - Eletromicrografia da textura em amostra compactada estaticamente com $\gamma_s = 17,00\text{kN/m}^3$ e $w = 3,0\%$ (GUIMARÃES NETO, 1997).

Portanto, conclui-se que a amostra da Areia Amarelo-Avermelhada, mesmo quando compactada estaticamente, com peso específico aparente seco de $17,00\text{kN/m}^3$ e umidade de 3,0%, ainda permanece com estrutura semelhante à amostra do mesmo solo indeformado. A contextura permanece instável.

2.9.10 PEDOLOGIA

FERREIRA (1995) analisou os resultados das características físicas e químicas dos condicionantes geomorfológicos que levam a considerações na definição da classe pedológica do solo. O perfil da Areia Amarelo-Avermelhada se apresenta pouco evoluído, seja pela grande resistência ao intemperismo do material de origem (arenito), seja pelo tempo de exposição do material de origem não ter sido bastante para provocar alterações mais avançadas ou pelo clima da região, por suas peculiaridades, promover um intemperismo lento ou muito lento (árido com chuvas escassas e irregulares).

Este solo é essencialmente quartzoso (98%), com textura arenosa maior que 89% e fração argilosa menor que 8%, profundo, com espessura de 5,5m, onde são identificados dois horizontes: o horizonte A, com espessura de 0,10m; e o horizonte C, com espessura de 5,40m, não sendo caracterizado um horizonte B; sendo excessivamente drenado, com baixa capacidade de retenção de umidade e nutrientes. A capacidade de troca catiônica é muito baixa, tratando-se de um solo distrófico. No horizonte C, apresentam-se valores de percentagem de saturação por alumínio, entre as profundidades de 0,8 a 1,5m superiores a 50% e um mínimo de 0,3meq/100g de alumínio extraível, caracterizando um solo álico. Esta quantidade de alumínio é tóxica para as plantas, podendo o solo ser classificado como Epidistrófico ou Endoálico.

Levando em consideração as características acima descritas e as características macromorfológicas do perfil de solo, conclui-se que este solo se enquadra na classe pedológica Areia Quartzosa com a classificação: Areia Quartzosa Epidistrófica, A fraco, textura arenosa média, fase caatinga hiperxerófila, relevo plano.

2.9.11 CURVA CARACTERÍSTICA

A sucção representa a energia livre nos interstícios do solo. É expressa normalmente como pressão, em unidades de kPa, atm, bars, e mais comumente, através da escala “pF” que corresponde ao logaritmo decimal da sucção expressa em cm da carga hidráulica equivalente. É a altura que a água poderá subir por capilaridade, contra a força de gravidade pelo efeito da tensão superficial, ou a pressão negativa, a qual o solo poderá estar submetido quando da retirada da água deste solo. Assim, para um determinado solo, quanto menor a sucção, mais úmido ele se apresenta.

FERREIRA (1995) determinou a curva característica da Areia Amarelo-Avermelhada, mostrada na Figura II.16, obtendo os valores médios da umidade de equilíbrio do solo correspondentes a diferentes sucções aplicadas para obtenção da relação sucção versus umidade. Para isso, utilizou diferentes técnicas de ensaios: membrana de pressão; e dessecador de vácuo com soluções de NaCl e H₂SO₄. A forma da curva do solo é típica de um solo arenoso com granulometria uniforme, apresentando uma grande variação de umidade (2,5 a 17%), para um campo pequeno de variação de sucção (100 a 1kPa), e uma pequena variação de umidade (0,7 a 2,5%), para uma grande faixa de variação de sucção (117000 a 100kPa).

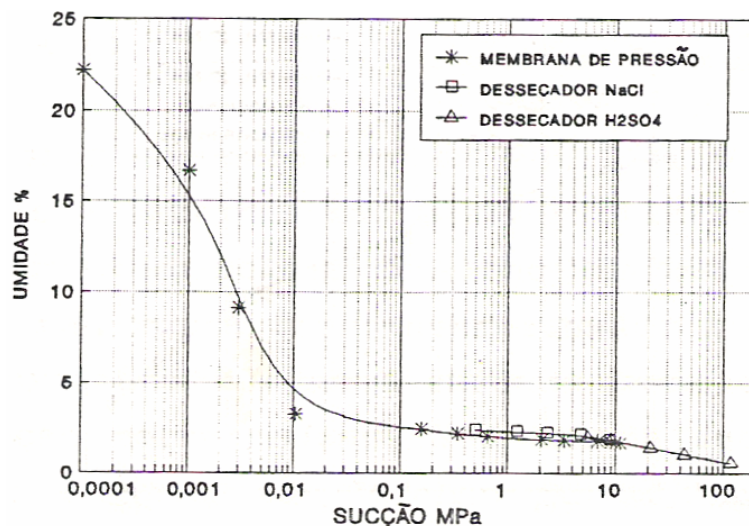


Figura II.16 – Curva característica (FERREIRA, 1995).

CAPÍTULO III

METODOLOGIA DOS ENSAIOS

3.1 INTRODUÇÃO

A análise do comportamento de variação de volume dos solos não saturados devido à mudança do teor de umidade tem sido amplamente avaliada por meio de ensaios de laboratório, principalmente utilizando ensaios edométricos simples, duplos e de sucção controlada. Observa-se que algumas técnicas de ensaios de laboratório podem conduzir nas amostras dos solos um grau de saturação maior do que em campo, por outro lado, a obtenção de amostras indeformadas de boa qualidade em solos estruturais instáveis, com superfície de fricção ou mesmo com pedregulhos é difícil, além de sofrer um maior grau de amolgamento. Em geral, é necessário também apropriar as trajetórias de tensões levadas a efeito em laboratório para que as medidas de variação de volume obtidas venham reproduzir as condições de campo (FERREIRA et al., 1998).

Neste trabalho, foi seguida uma programação de investigação geotécnica na realização dos ensaios, apresentada de forma resumida na Tabela III.1.

Tabela III.1 - Programa de Investigação Geotécnica.

INVESTIGAÇÃO/ENSAIOS	DESCRIÇÃO	QUANT.
Caracterização Física do Solo	Ensaio de Granulometria com e sem defloculante, Limites de Consistência, Peso Específico dos Grãos e Compactação.	01
Edométricos Simples	Ensaio edométrico realizado com diferentes tensões verticais de inundação, com amostras compactadas. Inundados com Água Destilada, solução a base de Água Sanitária, Chorume, solução a base de Detergente Líquido, Esgoto Bruto, Óleo de Soja e solução a base de Sabão em Pó.	42
Edométricos Duplos	Ensaio edométrico realizado com amostras compactadas à umidade constante, e previamente inundadas com Água Destilada, solução a base de Água Sanitária, Chorume, solução a base de Detergente Líquido, Esgoto Bruto, Óleo de Soja e solução a base de Sabão em Pó.	07
Caracterização Química do Solo	Ensaio químico no solo antes e após inundação com Água Destilada, solução a base de Água Sanitária, Chorume, solução a base de Detergente Líquido, Esgoto Bruto, Óleo de Soja e solução a base de Sabão em Pó.	08
Caracterização Físico-Química dos Líquidos de Inundação	Ensaio para determinação da Tensão Superficial, pH e Condutividade Elétrica dos líquidos de inundação. Ensaio para determinação da DBO, DQO; e Sólidos Totais, voláteis e fixos, do Esgoto Bruto e do Chorume.	07

3.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

Os ensaios da Areia Amarelo-Avermelhada foram realizados com amostras amolgadas (sacos), das profundidades de 1,0 a 2,2m, obtidas durante a moldagem dos blocos da tese de doutorado de FERREIRA (1995). Os ensaios de caracterização física foram realizados de acordo com a metodologia da Associação Brasileira de Normas Técnicas: Granulometria - NBR 7181 (ABNT, 1984a); Limites de Liquidez NBR 6459 (ABNT, 1984b) e Plasticidade - NBR 7180 (ABNT, 1984c); Peso Específico dos Grãos - NBR 6508 (ABNT, 1984d); e Ensaio de Compactação - NBR 7182 (ABNT, 1986).

3.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

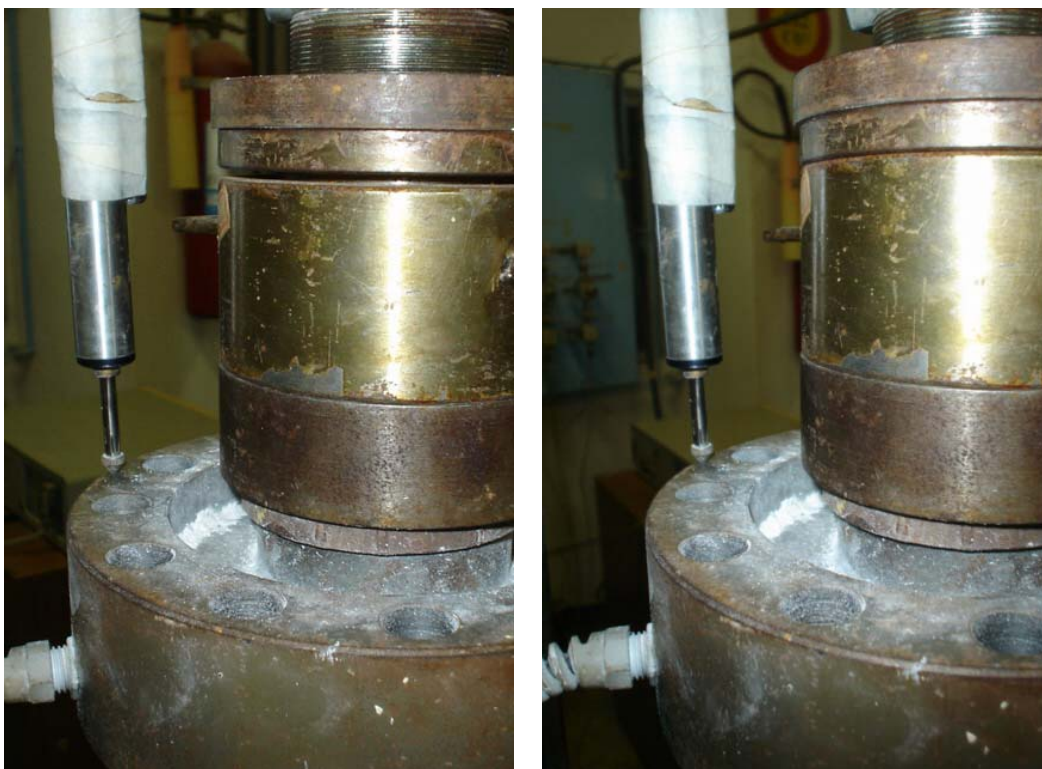
As amostras da foram obtidas durante a moldagem dos blocos da tese de doutorado de FERREIRA (1995), conforme informado no Item 3.2. Três amostras naturais deformadas, com aproximadamente 5kg cada, foram misturadas; homogeneizadas; e colocadas para secar ao ar livre. Após a determinação da umidade higroscópica de 0,69%, a amostra foi dividida em duas partes, em seguida, foi adicionada água nas amostras de modo que as umidades finais alcançassem 3,5% (umidade natural na profundidade de 1,5m) e 8,85% (umidade ótima). As amostras foram colocadas em sacos plásticos e levadas à câmara úmida para a equalização da umidade. De sete em sete dias, a umidade do solo era aferida em três pontos distintos da amostra do solo para verificar se estava uniformemente distribuída. A equalização se verificou após 28 dias aproximadamente, quando os pesos brutos úmidos correspondiam às umidades desejadas. Tempo semelhante para equalização foi encontrado por GUIMARÃES NETO (1997).

3.4 COMPACTAÇÃO ESTÁTICA DOS CORPOS DE PROVA

Com as amostras de solo nas umidades desejadas equalizadas, foram calculados os volumes de solo necessários para compactação de corpos de prova com pesos específicos seco de campo ($16,50\text{kN/m}^3$) e máximo ($19,25\text{kN/m}^3$), nas umidades natural (3,5%) e ótima (8,85%), respectivamente. Por ser uma areia, para minimizar perdas de umidade e de

solo por manuseio na moldagem, os corpos de prova foram compactados nos anéis das células edométricas, que tinham altura (h) média de 19,85mm e diâmetro (ϕ), 71,35mm.

A compactação foi realizada estaticamente numa prensa de compressão do tipo Testop com capacidade de 10t e velocidade 0,008mm/s. O volume de solo, calculado previamente, era colocado no anel, encaixado no molde de compactação. O molde apresenta altura de 2,5 vezes da altura dos corpos de prova, para colocação do solo ainda não compactado. A forma do molde garante que o solo não é compactado além do necessário, devido ao sistema de segurança no topo, onde há um contato do pistão com o topo do molde, impedindo que o pistão compacte mais o solo, mostrado na Figura III.1.



a) Molde após início da compactação.

b) Molde no final da compactação.

Figura III.1 – Molde de compactação no início e no final da compactação estática.

Durante a compactação, a curva tensão versus deformação foi acompanhada com célula de carga e LVDT. O tempo médio da compactação estática para o CP com peso específico aparente de campo foi de 12 minutos; e com peso específico aparente seco máximo, 20 minutos. Após a compactação, o solo permanecia na prensa desligada por 10 minutos.

Duas curvas da compactação estática da Areia Amarelo-Avermelhada para o peso específico aparente seco de $16,50\text{kN/m}^3$ e umidade de 3,5% foram escolhidas para representar o gráfico da curva tensão versus deformação (Figura III.2). As demais curvas, em geral, se apresentaram dentro desta mesma faixa.

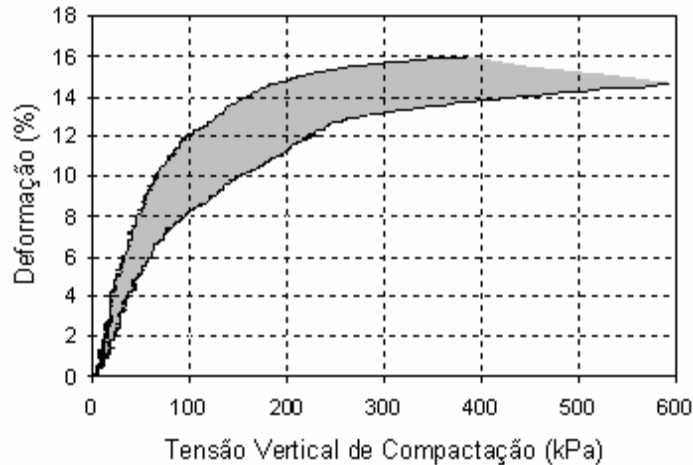


Figura III.2 – Curvas da compactação estática ($\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w = 3,5\%$).

3.5 ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS

Os ensaios edométricos, simples e duplos, foram realizados objetivando a obtenção dos parâmetros de deformabilidade relacionados ao colapso da Areia Amarelo-Avermelhada com diferentes condições de umidade (natural e ótima) e peso específico aparente seco (de campo e o máximo), com as amostras confinadas lateralmente. A areia foi inundada com diferentes líquidos, sob diferentes tensões de inundação. Foram utilizados para inundação: Água Destilada; Esgoto Bruto; soluções preparadas a base de substâncias que compõem as Águas Servidas (Água Sanitária, Detergente Líquido, Sabão em Pó, e Óleo de Soja); e Chorume. As composições destes líquidos são descritas no Item 3.7.

Todos os ensaios foram realizados no laboratório de solos da UFPE. Foram utilizadas prensas tipo Bishop, fabricadas pela Ronald Top S.A., do tipo convencional com sistema de carregamento através de pesos em pendural, com relação de braço 1:10, e células edométricas do tipo anel fixo. As leituras das deformações foram acompanhadas por meio de extensômetro, fabricados pela Mitutoyo, com sensibilidade de 0,01mm.

Os procedimentos de montagem foram os mesmos para todos os ensaios. O corpo de prova compactado no anel era colocado sobre o papel filtro (Figura III.3a), assente sobre a pedra porosa (seca ao ar) e o conjunto, montado na célula edométrica. Após a montagem, o topo da célula era envolvido por um plástico afixado por ligas de borracha para evitar perda de umidade (Figura III.3b); procedimento adotado, inicialmente, por JENNINGS e KNIGHT (1957), e utilizado até os dias de hoje por vários autores (FERREIRA, 1995; FUTAI, 1997; GUIMARÃES NETO, 1997; SOUZA NETO, 1998 e 2004; entre outros). Apenas nos ensaios duplos, com a amostra previamente inundada, não era necessário se fazer essa proteção do topo da célula.



a) CP colocado na célula edométrica



b) Proteção da célula para evitar perda de umidade

Figura III.3 - Procedimento de montagem das células edométricas.

No início de todos os ensaios, simples ou duplos, uma tensão mínima de 3,75kPa era aplicada ao sistema para o assentamento e para a leitura inicial do processo de deformação. O recalque decorrente dessa tensão era atribuído à acomodação do sistema, não sendo considerado no cálculo das deformações.

Os ensaios foram realizados com amostras compactadas, em duas condições:

- | | | |
|--|---|---|
| 1° com peso específico seco de campo e umidade natural | { | $\gamma_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$ |
| | | $w_c = 3,50\%$ |
| 2° com peso específico seco de máximo e umidade ótima | { | $\gamma_{s\text{máx}} = 19,25 \text{ kN/m}^3$ |
| | | $w_{ot} = 8,85\%$ |

Nos ensaios edométricos simples, os corpos de prova, compactados na primeira condição, foram inundados nas tensões de 10, 40, 160, 320, e 640kPa; e nos duplos, os corpos de prova foram carregados até a tensão de 640kPa. Os corpos de prova compactados na segunda condição foram inundados apenas na tensão de 320kPa, e não foram realizados ensaios edométricos duplos.

3.5.1 ENSAIOS EDMÉTRICOS SIMPLES

As tensões verticais de inundação (σ_{vi}) foram aplicadas de forma incremental ($\Delta\sigma/\sigma = 1$), iniciando-se com 10kPa, até as tensões verticais de inundação de 10; 40; 160; 320; e 640kPa. O tempo de duração de cada estágio de tensão foi determinado para que a deformação entre os dois intervalos de tempo consecutivos ($\Delta t/t = 1$) fosse inferior a 5% da deformação total do solo ocorrida até o tempo anterior, conforme FERREIRA (1995). Quando esse tempo era inferior a uma hora, deixava-se pelo menos uma hora. A inundação foi feita da base para o topo da célula. As deformações devido à inundação foram acompanhadas até a estabilização e as leituras feitas durante 24 horas, nos tempos de 0; 0,10; 0,25; 0,50; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 480 e 1440 minutos. No final do ensaio, após 24 horas do início da inundação sob a tensão σ_{vi} , as células eram drenadas e desmontadas; os corpos de prova eram pesados; e determinava-se o teor de umidade do solo.

3.5.2 ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLOS

Nos ensaios edométricos duplos são experimentadas duas condições de carregamento: na umidade natural (umidade constante), e com o corpo de prova previamente inundado. A primeira condição segue toda a seqüência descrita para o ensaio edométrico simples, com carregamento até 640kPa, mas sem a inundação do solo. Na segunda condição, o corpo de prova, sob uma tensão mínima de 3,75kPa, era inundado e suas deformações eram acompanhadas até a estabilização. Só após 24 horas da inundação eram iniciados os estágios de carregamento, com o objetivo de o solo alcançar a saturação. As tensões verticais foram aplicadas da mesma forma incremental dos ensaios edométricos simples ($\Delta\sigma/\sigma = 1$), iniciando-se com 10kPa até a tensão de 640kPa. Com o mesmo tempo de duração para cada estágio de tensão (Item 3.5.1).

3.6 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DO SOLO

Os ensaios químicos do solo foram realizados pelo laboratório do Departamento de Química da UNICAP (Universidade Católica de Pernambuco). Os procedimentos foram adotados de acordo com a metodologia de análise de solos adotada pelo Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, em conformidade com o Manual de Métodos de Análise de Solos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 1979). A metodologia adotada determina:

Tabela III.2 – Metodologia para análise química (EMBRAPA, 1979).

ANÁLISE	METODOLOGIA
pH	medição por eletrodo de vidro em suspensão na proporção solo-líquido 1:2,5 em H ₂ O (Método 2.1.1).
Condutividade elétrica do extrato de saturação (CE)	preparação de pasta (solo-água) saturada e obtenção do extrato por filtração (Método 2.32) e determinação por condutivimetria (Método 2.33).
Bases extraíveis (Ca ²⁺ , Mg ²⁺ , K ⁺ e Na ⁺)	Ca ²⁺ e Mg ²⁺ extraídos com KCl 1N e titulação com EDTA (Métodos 2.9 e 2.10); K ⁺ e Na ⁺ extraídos com HCl 0,05N + H ₂ SO ₄ 0,025N e determinados por fotometria de chama (Métodos 2.12 e 2.13).
Ácidos extraíveis (Al ³⁺ , H ⁺)	Al ³⁺ extraído com KCl 1N e acidez titulada com NaOH 0,025N e azul-bromotimol como indicador (Método 2.8); H ⁺ + Al ³⁺ extraídos com Ca(OAC) ₂ 1N pH 7,0 e acidez titulada com NaOH 0,0606N e fenolftaleína como indicador (Método 2.15); H ⁺ calculado por diferença (Método 2.16).

A preparação das amostras de solo para os ensaios químicos teve o mesmo procedimento para todas as amostras, exceto para o solo natural que foi analisado antes da inundação. Após carregamento de 160kPa e período de inundação, os líquidos de inundação foram retirados das células edométricas com auxílio da bomba de sucção manual; as prensas foram descarregadas e as células edométricas desmontadas; as amostras retiradas foram secar ao ar, separadamente. Antes de serem ensaiadas, as amostras foram destorroadas com auxílio da mão de grau e almofariz. Na amostra que foi inundada com Óleo de Soja não se pode constatar se a amostra estava seca. A caracterização química foi realizada em oito amostras do solo: antes da inundação; após inundação com Água Destilada; após inundação com solução a base de Água Sanitária; após inundação com Chorume; após inundação com solução a base de Detergente Líquido; após inundação com Esgoto Bruto; após inundação com Óleo de Soja; e após inundação com solução a base de Sabão em Pó.

3.7 ENSAIOS FÍSICO-QUÍMICOS DOS LÍQUIDOS

Diferentes líquidos de inundação foram utilizados nos ensaios edométricos com o objetivo de analisar suas influências na magnitude do colapso do solo. A Tabela III.3 apresenta os sete líquidos que foram utilizados para inundação dos corpos de prova, com diferentes propriedades físico-químicas, que serão caracterizadas a partir de ensaios de laboratório com metodologias descritas nos itens a seguir.

Tabela III.3 – Líquidos de inundação utilizados nos ensaios edométricos.

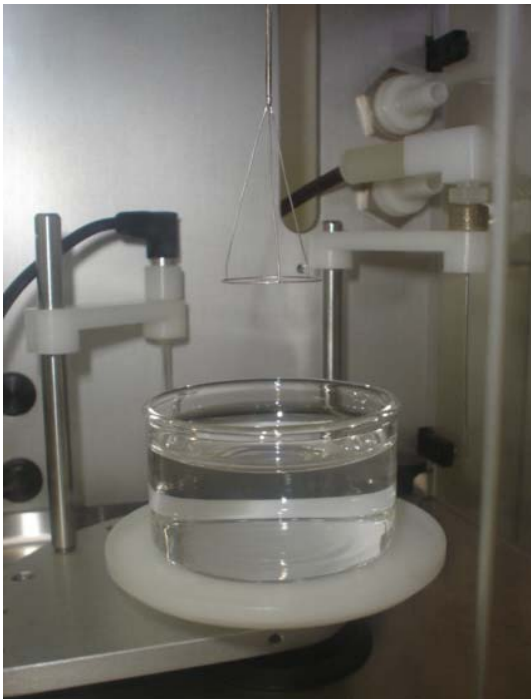
Símbolo	Líquido	Composição
Água Dest.	Água Destilada	Água Destilada
Água Sanit.	Solução a base de Água Sanitária	Solução a base de Hipoclorito de Sódio, Hidróxido de Sódio e Água, com teor de Cloro Ativo de 2,0 a 2,5%.
Chorume	Chorume	Teor de Sólidos Totais de 24,9mg/L, sendo 12mg/L Voláteis e 12,9mg/L Fixos; Nitrogênio Total de 1292mg/L (N-NTK); Nitrogênio Amoniacal de 1121mg/L (N-NH ₃); DBO de 130,7mg/L; DQO de 2042,5mg/L; e Temperatura de 26,5°C.
Detergente	Solução a base de Detergente Líquido	Solução a base de Ácido Linear Dodecilbenzeno Sulfônico, Lauril Éter Sulfato de Sódio, Alquil Amido Propil Betaína, Hidróxido de Sódio, Conservante, Cloreto de Sódio, Corantes, Perfume e Água.
Esgoto Bruto	Esgoto Bruto	Teor de Sólidos Totais de 18,8mg/L, sendo 8,7mg/L Voláteis e 10,1mg/L Fixos; ; Nitrogênio Total de 23mg/L (N-NTK); Nitrogênio Amoniacal de 19mg/L (N-NH ₃); DBO de 48,1mg/L; DQO de 216,4mg/L; e Temperatura de 29°C.
Óleo de Soja	Óleo de Soja	Produto a base de Óleo de Soja, Antioxidantes TBHQ e Ácido Cítrico.
Sabão em Pó	Solução a base de Sabão em Pó	Solução a base de Tensoativo Aniônico (Aquil Benzeno Sulfonato de Sódio), Coadjuvantes, Tamponante, Sinergista, Corantes, Essência, Branqueado Óptico, Carga e Água.

As Águas Servidas foram analisadas com mais detalhes, para tornar o estudo do colapso mais completo. Para isso, buscou-se reproduzir, em laboratório, alguns componentes das Águas Servidas isolados. Escolhendo líquidos com propriedades dispersivas às partículas de solo, foram preparadas soluções, com concentração 1:120, a base de Água Sanitária, Detergente Líquido, e Sabão em Pó. O Óleo de Soja foi utilizado puro.

A concentração adotada para as soluções seguiu recomendações de alguns fabricantes de Sabão em Pó, para consumo ótimo do produto. Para avaliar esta recomendação, segundo RODRIGUES e LOLLO (2004), foram realizados testes em laboratório, comprovando a veracidade desta informação, uma vez que concentrações maiores da solução a base de Sabão em Pó provocavam a sedimentação de partículas que não diluíam em meio à Água Destilada. As demais soluções foram padronizadas com a mesma concentração.

3.7.1 TENSÃO SUPERFICIAL

A tensão superficial dos líquidos foi determinada através de um Tensiômetro integrado ao Software Sigma 70, da KSV Instruments, do Laboratório do Departamento de Engenharia Química da UNICAP. Os líquidos eram colocados no tensiômetro num Becker padrão, ou pequeno (Figura III.4a), e o anel “Du Nouy” media, automaticamente, a tensão superficial, descendo (imerso no líquido); e subindo (quase destacando uma película superficial do líquido no entorno do anel, mostrado na Figura III.4b).



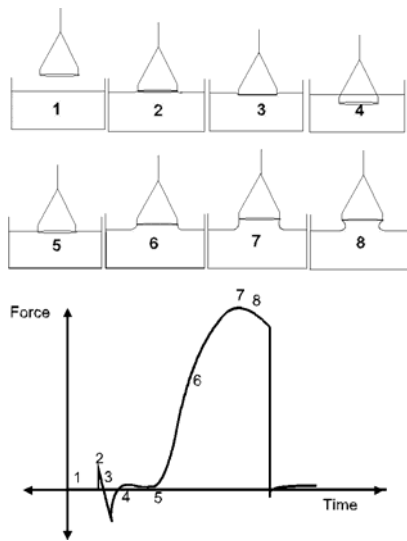
a) Becker pequeno no tensiômetro antes do início do ensaio.



b) Anel Du Nouy quase destacando uma película superficial do líquido.

Figura III.4 – Detalhe do Tensiômetro.

O valor da tensão superficial por esta técnica é baseado na medida da máxima força realizada pelo anel, no momento em que a película homogênea elástica, com espessura infinitesimal, da superfície do líquido é esticada. O procedimento da medição da tensão superficial é descrito na Figura III.5. Foram programadas 10 repetições para cada ensaio.



1. O anel está acima da superfície, e a força está zerada;
2. O anel atinge a superfície, provocando uma leve força positiva gerada pela impulsão do anel contra a superfície;
3. O anel é forçado a atravessar a superfície completamente (vencendo a tensão superficial), causando uma pequena força negativa;
4. O anel transpassa a superfície e uma pequena força positiva é medida, proveniente do arame de sustentação do anel;
5. Inicia-se a ascensão para a medição da tensão superficial;
6. Há um aumento da tensão;
7. A força máxima é alcançada;
8. Um pequeno decréscimo na força mostra que o anel está vencendo a tensão no transpasse da superfície.

Figura III.5 – Medida da tensão superficial realizada pelo anel Du Nouy (KSV, 2001).

Após cada ensaio, o anel de platina, Du Nouy, passava por um rigoroso procedimento de limpeza. Era lavado com detergente em água corrente; passava 5 minutos em Clorofórmio (CHCl_3) no UltraSonic Cleaner (Figura III.6a e III.6b), que limpa o anel, por ondas de cavitação, de qualquer gordura ou impurezas que possam prejudicar o ensaio; passava por secagem com nitrogênio; e era aquecido no bico de Bussen até ficar na cor rubra (Figura III.6c). A limpeza do Becker era feita com Ácido Sulfúrico (H_2SO_4) e bastante água.



a) UltraSonic Cleaner. b) Limpeza por ondas de cavitação. c) Anel na cor rubra durante aquecimento.

Figura III.6 – Procedimento de limpeza do anel Du Nouy.

3.7.2 POTENCIAL HIDROGENIÔNICO - pH

O pH dos líquidos foi determinado através de um medidor de pH para soluções aquosas, da marca Analyser, do Laboratório do Departamento de Engenharia Química da UNICAP. O procedimento para determinação do pH deste equipamento é muito simples, bastando imergir o eletrodo, previamente calibrado, num Becker de 40ml com a solução que se deseja medir. A leitura do resultado é digital, no momento em que se verifica o equilíbrio.

O ensaio foi iniciado com a calibração do eletrodo com duas soluções tampão, uma com pH igual a 7 e outra com pH igual a 4. A temperatura ambiente foi determinada em torno de 26°C. Por esse método foi possível determinar o pH de todos os líquidos, exceto o do Óleo de Soja, por ser uma solução não aquosa.

O pH do Óleo de Soja foi estimado pelo método das fitas de determinação de pH. Neste método, basta imergir uma fita de determinação de pH num Becker de 40ml com a solução que se deseja medir, e em seguida comparar com uma tabela de cores disponível pelo fabricante. Foram utilizadas duas fitas indicadoras de pH, da marca Merck: a Universal, que estima o pH entre 0 e 14, com aproximação de 1; e a Acilit, que estima o pH entre 0 e 6, com aproximação de 0,5.

3.7.3 CONDUTIVIDADE ELÉTRICA, DBO, DQO E SÓLIDOS TOTAIS

A condutividade, a demanda bioquímica de oxigênio (DBO); a demanda química de oxigênio (DQO); e os sólidos totais, voláteis e fixos, foram determinados pelo Laboratório de Engenharia Ambiental e da Qualidade - Departamento de Engenharia Química (CTG – UFPE). Toda metodologia seguiu o Standard Methods for Examination of Water and Wastewater (APHA, 1995).

CAPÍTULO IV

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

São apresentados e analisados os resultados obtidos a partir de ensaios de laboratório da Areia Amarelo-Avermelhada, do Município de Petrolândia-PE. Com o objetivo de avaliar as influências dos diferentes líquidos de inundação no colapso do solo compactado, foram realizados ensaios de caracterização física do solo; edométricos, simples e duplos; ensaios químicos do solo, antes e após a inundação; e físico-químicos dos líquidos utilizados para inundação nos ensaios edométricos simples. As metodologias adotadas para os ensaios foram descritas no Capítulo III.

Os projetos geotécnicos são normalmente executados com base em ensaios de campo e de laboratório, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos. Entretanto, em ambos os casos é importante que as trajetórias de tensões venham a reproduzir as condições, características e propriedades geomecânicas que o solo está submetido em campo.

4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

4.2.1 GRANULOMETRIA E PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS

A análise granulométrica do solo mostra a predominância da fração grossa, com menos de 50% passando na peneira nº 200 (0,075mm). A fração predominante é a areia fina com 71% no ensaio com defloculante e 81% no ensaio sem defloculante. Essa diferença de percentual se deve à estrutura floculada das partículas finas do solo (principalmente argila), que sedimentam mais rapidamente no ensaio sem defloculante pelo fato de estarem agregadas, mostrando a importância do ensaio feito com defloculante para dispersão das partículas. A Figura IV.1 apresenta a curva granulométrica referente ao ensaio.

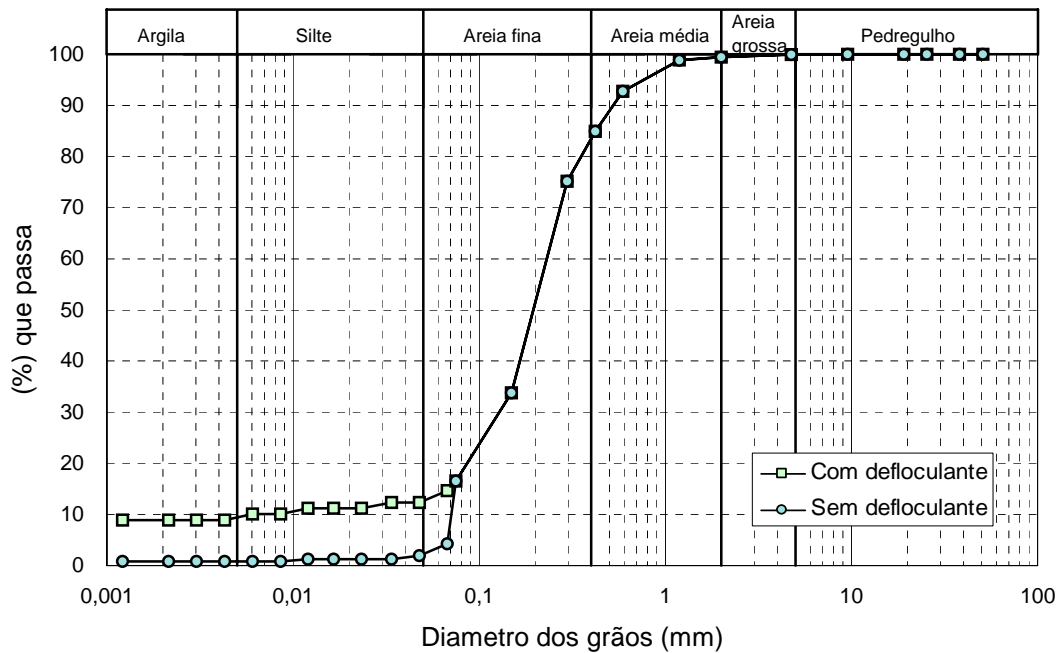


Figura IV.1 - Curva granulométrica – ensaios com e sem defloculante.

Os coeficientes de uniformidade ($C_u = 0,53$) e de curvatura ($C_c = 0,94$) na amostra do solo indicam tratar-se de um solo com granulometria muito uniforme e mal graduado. O valor do peso específico dos grãos ($G_s = 26,4 \text{ kN/m}^3$) sugere uma mineralogia composta principalmente pelo mineral Quartzo. Nos ensaios de consistência, o solo não apresentou Limite de Liquidez e Plasticidade, sendo, portanto um solo não líquido e não plástico, embora apresente mais de 12% de finos (16,49% da amostra passam na peneira nº 200). Sua classificação, pelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), se enquadra no grupo SM (areia siltosa). A Tabela IV.1 apresenta um resumo da caracterização física do solo.

Tabela IV.1 - Resumo dos resultados da caracterização física do solo.

Profundidade (m)	G_s (kN/m^3)	Composição Granulométrica (%) ABNT						Silte / Argila	Limites de Atterberg (%)			SUCS
		Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila		WL	WP	IP	
1,0 – 2,2 (cd)	26,4	0	1	16	71	3	9	0,33	NL	NP	-	SM
1,0 – 2,2 (sd)	26,4	0	1	16	81	1	1	1				-

cd – ensaio com defloculante, sd – ensaio sem defloculante.

4.2.2 COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação foram realizados de acordo com a metodologia descrita na norma citada, para fins de determinação do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{sm\acute{a}x}$) e da umidade ótima (w_{ot}), com reuso da amostra, para a profundidade de 1,00 a 2,20m. O valor para o peso específico aparente seco máximo obtido foi $19,25\text{kN/m}^3$ e umidade ótima $8,85\%$, apresentando grau de saturação de $62,77\%$. Na literatura, no entanto, a maioria dos solos compactados apresenta graus de saturação entre 85 e 90% para esta condição, mas geralmente são mais argilosos. Na Figura IV.2 é apresentada a curva de compactação e as curvas de diferentes graus de saturação.

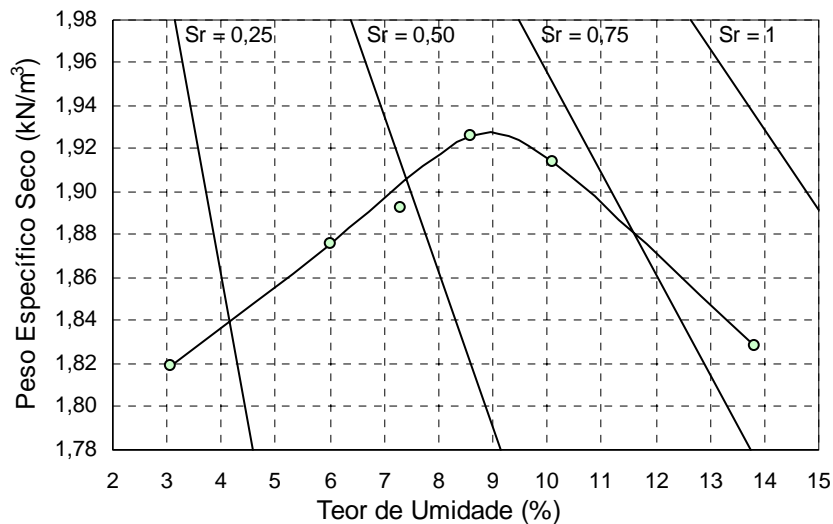


Figura IV.2 - Curva de compactação e graus de saturação – Ensaio Proctor Normal.

O grau de compactação (GC), definido pela relação entre o peso específico seco do solo natural (γ_n) e o peso específico seco do solo na umidade ótima ($\gamma_{sm\acute{a}x}$), foi de $85,71\%$; estando fora da faixa de valores ($GC < 80\%$) de solo potencialmente colapsível, sugerida por MELLO (1973). No entanto, o valor do peso específico seco do solo natural (γ_n) igual a $16,5\text{kN/m}^3$ (obtido por FERREIRA, 1995) está na faixa de valores (de 11 a 17kN/m^3) observados em muitos solos colapsíveis da literatura, com porosidade da ordem de 40% , conforme THORNTON e ARULANANDAN (1975).

4.3 CARACTERÍSTICAS DOS LÍQUIDOS DE INUNDAÇÃO

As características dos líquidos, descritos no Item 3.7, utilizados para inundação nos ensaios edométricos foram determinadas, objetivando analisar suas influências no comportamento de colapso do solo. A Tabela IV.2 apresenta os resultados obtidos nos ensaios.

Tabela IV.2 - Caracterização dos líquidos de inundação.

Líquidos de Inundação	Peso específico (kN/m ³)	Tensão superficial (mN/m)	pH	Condutividade (mS/cm)
Água Dest.	9,819	69,94	6,18	0,0185
Água Sanit.	9,826	67,16	10,08	0,810
Chorume	10,001	57,57	8,04	15,68
Detergente	9,824	29,36	6,82	0,436
Esgoto Bruto	9,825	36,38	6,64	6,12
Óleo de Soja	9,003	31,53	4,50	0,0225
Sabão em Pó	9,879	27,12	10,38	9,25

Os Pesos Específicos do Esgoto Bruto, e das soluções a base de Água Sanitária, e Detergente Líquido; utilizados para a inundação dos corpos de prova, se apresentaram muito próximos ao da Água Destilada, com valor médio de 9,824kN/m³. O maior valor do Peso Específico foi do Chorume, 10,001kN/m³ e o menor, do Óleo de Soja, 9,003kN/m³.

A Tensão Superficial do líquido de inundação influi na molhabilidade do solo. Quanto maior for a atração entre as moléculas na superfície livre dos líquidos, ou Tensão Superficial, menor o potencial para o líquido penetrar nos poros do solo. Os maiores valores da Tensão Superficial foram verificados na Água Destilada, na solução a base de Água Sanitária e no Chorume, sendo o maior deles obtido na Água Destilada 69,94mN/m. O menor valor foi encontrado na solução a base de Sabão em Pó, 27,12mN/m.

Quanto ao pH dos líquidos, em várias pesquisas foi observado que o colapso tende a aumentar quando o solo é inundado com líquidos alcalinos. Entretanto, nada ainda ficou estabelecido, já que outros fatores influenciam em conjunto com o pH. As soluções a base de Água Sanitária e a base de Sabão em Pó são alcalinas, apresentando valores do potencial Hidrogeniônico (pH) de 10,08 e 10,38, respectivamente. O Chorume apresentou pH igual a 8,04, considerado levemente alcalino. A maior acidez foi encontrada no Óleo de Soja, tendo como pH, 4,5. Os demais líquidos são ligeiramente ácidos.

A Condutividade, que depende da presença de íons dissolvidos no líquido, influencia no potencial da superfície das partículas de argila do solo. O Chorume, a solução a base de Sabão em Pó, e o Esgoto Bruto apresentaram boa Condutividade, com 15,68; 9,25; e 6,12mS/cm, respectivamente. A Água Destilada e o Óleo de Soja, apresentaram condutividade baixa, com 0,0185; e 0,0225mS/cm, respectivamente. Os demais líquidos apresentaram condutividade intermediária.

Em líquidos semelhantes, RODRIGUES e LOLLO (2004) obtiveram as características apresentadas na Tabela IV.3, onde se observam valores, para a tensão superficial e pH, muito próximos aos obtidos no presente trabalho.

Tabela IV.3 – Características dos fluidos utilizados para inundação dos solos (RODRIGUES e LOLLO, 2004).

Fluidos de Inundação	Tensão superficial (mN/m)	pH	Viscosidade (Pa.s)
Água Destilada	74,2	6,70	1,0
Esgoto Doméstico	52,3	7,30	1,0
Água Sanitária	69,7	9,56	0,8
Detergente	27,4	4,87	0,9
Óleo	39,2	3,78	41,9
Sabão em Pó	32,7	10,31	0,9

4.4 ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS

Os ensaios edométricos simples e duplos foram realizados, conforme metodologia descrita no Item 3.5, utilizando amostras de solo compactado. Quarenta e dois corpos de prova foram compactados para uso em ensaios edométricos simples e quatorze corpos de prova, para ensaios edométricos duplos. Os valores dos índices de vazios, das deformações volumétricas e dos potenciais de colapso obtidos pelos ensaios edométricos convencionais, simples e duplos, são mostrados neste Item. Os resultados dos ensaios edométricos estão representados com os gráficos típicos, que relaciona índice de vazios (e) e deformação volumétrica específica (ϵ_v), em escala linear, com a tensão vertical de consolidação (σ_v), em escala logarítmica. São apresentadas, também, as curvas da variação da deformação de colapso (ϵ_c), em escala linear, com o tempo (t), em escala logarítmica, para os ensaios edométricos simples.

4.4.1 ENSAIOS EDOMÉTRICOS SIMPLES

Os ensaios edométricos simples foram realizados objetivando a determinação das deformações de colapso (ϵ_c) sob diferentes tensões de inundação (σ_{vi}). Os índices físicos, iniciais e finais, das amostras utilizadas nos ensaios edométricos simples na primeira condição (com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$) e na segunda condição (com $\gamma_{sm\acute{a}x} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$) são mostrados na Tabela IV.4.

Os gráficos, índice de vazios versus tensão vertical de consolidação ($e \times \sigma_v \log$); deformação volumétrica específica versus tensão vertical de consolidação ($\epsilon_v \times \sigma_v \log$); e deformações de colapso versus tempo ($\epsilon_c \times t \log$) do solo inundado com diferentes líquidos, das amostras compactadas na primeira condição, obtidos nos ensaios edométricos simples, são mostrados nas Figuras: IV.3 (utilizando como líquido de inundação Água Destilada); IV.4 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Água Sanitária); IV.5 (utilizando como líquido de inundação Chorume); IV.6 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Detergente Líquido); IV.7 (utilizando como líquido de inundação Esgoto Bruto); IV.8 (utilizando como líquido de inundação Óleo de Soja); e IV.9 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Sabão em Pó).

Os ensaios edométricos simples realizados com as amostras compactadas na segunda condição, com $\gamma_{sm\acute{a}x} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$, foram inundados apenas na tensão de 320kPa, onde não se verificou deformações de colapso (ϵ_c). Os gráficos, índice de vazios versus tensão vertical de consolidação ($e \times \sigma_v \log$), e deformação volumétrica específica versus tensão vertical de consolidação ($\epsilon_v \times \sigma_v \log$) do solo inundado com diferentes líquidos, das amostras compactadas na segunda condição, são mostrados nas Figuras: IV.10 (utilizando como líquido de inundação Água Destilada); IV.11 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Água Sanitária); IV.12 (utilizando como líquido de inundação Chorume); IV.13 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Detergente Líquido); IV.14 (utilizando como líquido de inundação Esgoto Bruto); IV.15 (utilizando como líquido de inundação Óleo de Soja); e IV.16 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Sabão em Pó).

Tabela IV.4 – Condições iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios edométricos simples com amostras compactadas (com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$, e com $\gamma_{\text{smáx}} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{\text{ot}} = 8,85\%$).

Amostras compactadas com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$									
Líquido de Inundação	Tensão de Inundação (kPa)	INICIAL				FINAL			
		w_o (%)	γ_{so} kN/m^3	e_o	S_o (%)	w_f (%)	γ_{sf} kN/m^3	e_f	S_f (%)
Água Dest.	10	3,46	16,50	0,601	15,20	15,53	17,12	0,581	70,64
	40	3,46	16,50	0,602	15,19	15,51	17,36	0,559	73,23
	160	3,51	16,49	0,602	15,40	14,62	18,06	0,495	78,02
	320	3,46	16,49	0,602	15,18	14,64	18,40	0,467	82,76
	640	3,47	16,49	0,602	15,23	15,49	18,96	0,428	95,75
Água Sanit.	10	3,46	16,50	0,601	15,21	15,34	17,10	0,583	69,56
	40	3,49	16,50	0,601	15,34	15,24	17,42	0,553	72,86
	160	3,51	16,49	0,602	15,40	14,51	17,78	0,518	74,01
	320	3,47	16,50	0,601	15,26	14,39	18,53	0,456	83,37
	640	3,46	16,51	0,600	15,23	13,14	18,61	0,444	78,14
Chorume	10	3,47	16,50	0,601	15,26	16,55	17,14	0,584	74,82
	40	3,46	16,50	0,601	15,22	15,64	17,34	0,562	73,59
	160	3,46	16,49	0,602	15,19	16,61	17,96	0,513	85,62
	320	3,47	16,50	0,601	15,27	13,86	18,10	0,489	74,96
	640	3,47	16,49	0,602	15,23	14,13	18,99	0,419	89,02
Detergente	10	3,51	16,49	0,602	15,40	15,86	17,06	0,588	71,26
	40	3,51	16,49	0,602	15,41	15,65	17,29	0,567	72,94
	160	3,51	16,49	0,602	15,41	15,88	17,83	0,520	80,64
	320	3,51	16,48	0,603	15,38	14,73	18,41	0,467	83,34
	640	3,51	16,49	0,602	15,41	13,82	18,78	0,434	84,17
Esgoto Bruto	10	3,47	16,50	0,602	15,25	15,18	17,04	0,587	68,31
	40	3,46	16,50	0,601	15,22	16,75	17,65	0,539	82,04
	160	3,46	16,50	0,601	15,22	15,10	17,89	0,511	78,02
	320	3,46	16,50	0,601	15,22	14,00	18,32	0,471	78,57
	640	3,46	16,50	0,601	15,22	13,58	19,02	0,415	86,43
Óleo de Soja	10	3,46	16,50	0,601	15,21	16,57*	17,15	0,584	74,92*
	40	3,51	16,49	0,602	15,41	17,22*	17,36	0,568	80,06*
	160	3,51	16,50	0,602	15,41	16,50*	17,46	0,555	78,51*
	320	3,51	16,49	0,602	15,41	16,54*	17,75	0,530	82,38*
	640	3,46	16,51	0,600	15,22	15,77*	18,07	0,499	83,47*
Sabão em Pó	10	3,46	16,50	0,602	15,19	14,77	17,09	0,580	67,27
	40	3,51	16,49	0,602	15,41	14,75	17,50	0,543	71,75
	160	3,51	16,49	0,602	15,41	14,02	18,03	0,494	74,89
	320	3,46	16,50	0,601	15,19	13,62	18,46	0,459	78,46
	640	3,46	16,49	0,602	15,18	13,15	18,77	0,432	80,37
Amostras compactadas com $\gamma_{\text{smáx}} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{\text{ot}} = 8,85\%$									
Líquido de Inundação	Tensão de Inundação (kPa)	INICIAL				FINAL			
		w_o (%)	γ_{so} kN/m^3	e_o	S_o (%)	w_f (%)	γ_{sf} kN/m^3	e_f	S_f (%)
Água Dest.	320	8,85	19,24	0,373	62,71	10,69	20,59	0,298	94,81
Água Sanit.		8,85	19,24	0,373	62,60	10,87	20,53	0,303	94,96
Chorume		8,85	19,22	0,375	62,42	11,17	20,26	0,321	92,03
Detergente		8,85	19,23	0,374	62,59	10,85	20,25	0,320	89,57
Esgoto Bruto		8,85	19,30	0,369	63,40	10,77	20,46	0,306	92,91
Óleo de Soja		8,85	19,25	0,372	62,78	10,24*	20,18	0,323	83,83*
Sabão em Pó		8,85	19,24	0,373	62,62	11,58	20,24	0,323	94,78

*Valores estimados através do peso úmido final, porque não foi possível extrair o Óleo de Soja do solo.

Nas amostras compactadas com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$, o índice de vazios inicial apresentou valor médio de 0,601, divergindo 0,25% entre os valores máximos e mínimos; e nas amostras compactadas com $\gamma_{s\text{máx}} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$, o valor médio foi de 0,373, divergindo 0,61% e 0,99%, nos valores máximo e mínimo, respectivamente. A divergência dos índices de vazios inicial menor que 1% mostra a importância do controle tanto na equalização das umidades, quanto na compactação dos corpos de prova, evidenciando que a metodologia adotada para a moldagem das amostras de solo foi eficaz.

A maioria dos valores das umidades finais do solo (w_f) decresce com o acréscimo das tensões verticais de consolidação, fato este, observado por FERREIRA (1995) nos ensaios com amostras de solo indeformadas. Segundo este autor, após ocorrer 98% do colapso, as umidades finais do solo decresciam com o acréscimo das tensões, variando de 19,30%, na tensão de 10kPa, a 13,65%, na tensão de 1280kPa.

O grau de saturação final (S_f) máximo foi de 95,75%, ficando a média em torno de 78,5%. Os ensaios com amostras compactadas com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$, apresentaram quase todos os valores do S_f inferiores a 85%, enquanto as amostras compactadas com $\gamma_{s\text{máx}} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$, apresentaram quase todos, superiores a esse valor. Nas mesmas condições dos ensaios realizados nesta pesquisa, GUIMARÃES NETO (1997) encontrou valores de S_f variando de $92,43 \pm 5,88\%$ a 100%. Para ensaios com amostras do solo indeformado, FERREIRA (1995) encontrou valores de S_f de 100%. A divergência nos resultados pode ser consequência da drenagem das células, antes de desmontar os ensaios. Segundo SOUZA NETO (2004), é possível que o teor de umidade determinado no final do ensaio seja algo em torno da capacidade de campo do solo. HOUSTON et al. (1988) afirmam que, na realização de ensaios de colapso com corpos de prova completamente inundados, provavelmente não se atingirá os 100% do grau de saturação, podendo se obter até valores bem inferiores a este. Embora o grau de saturação final não tenha atingido 100%, observa-se que as deformações de colapso ocorreram completamente nos 15 minutos iniciais, de modo geral, e o tempo de duração do estágio de inundação total foi de 24 horas.

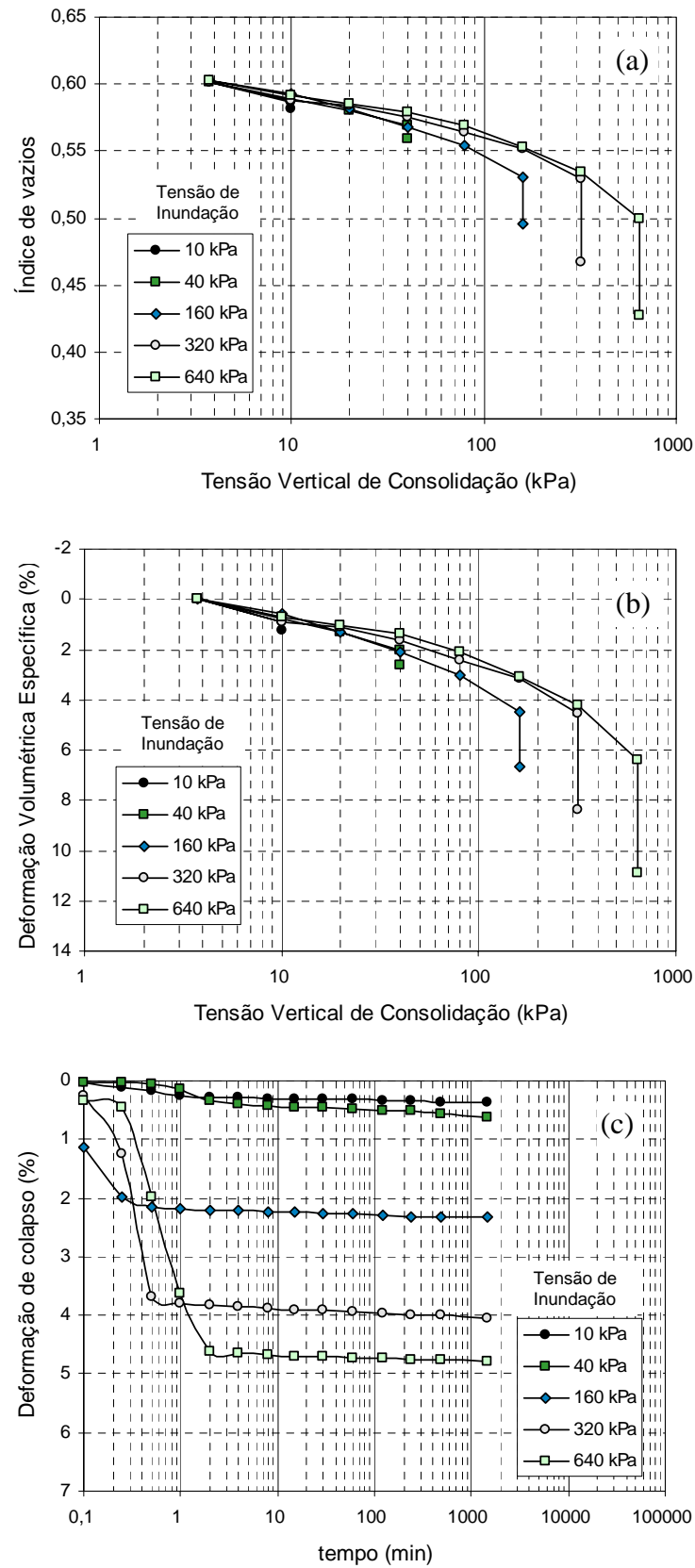


Figura IV.3 – Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com Água Destilada.

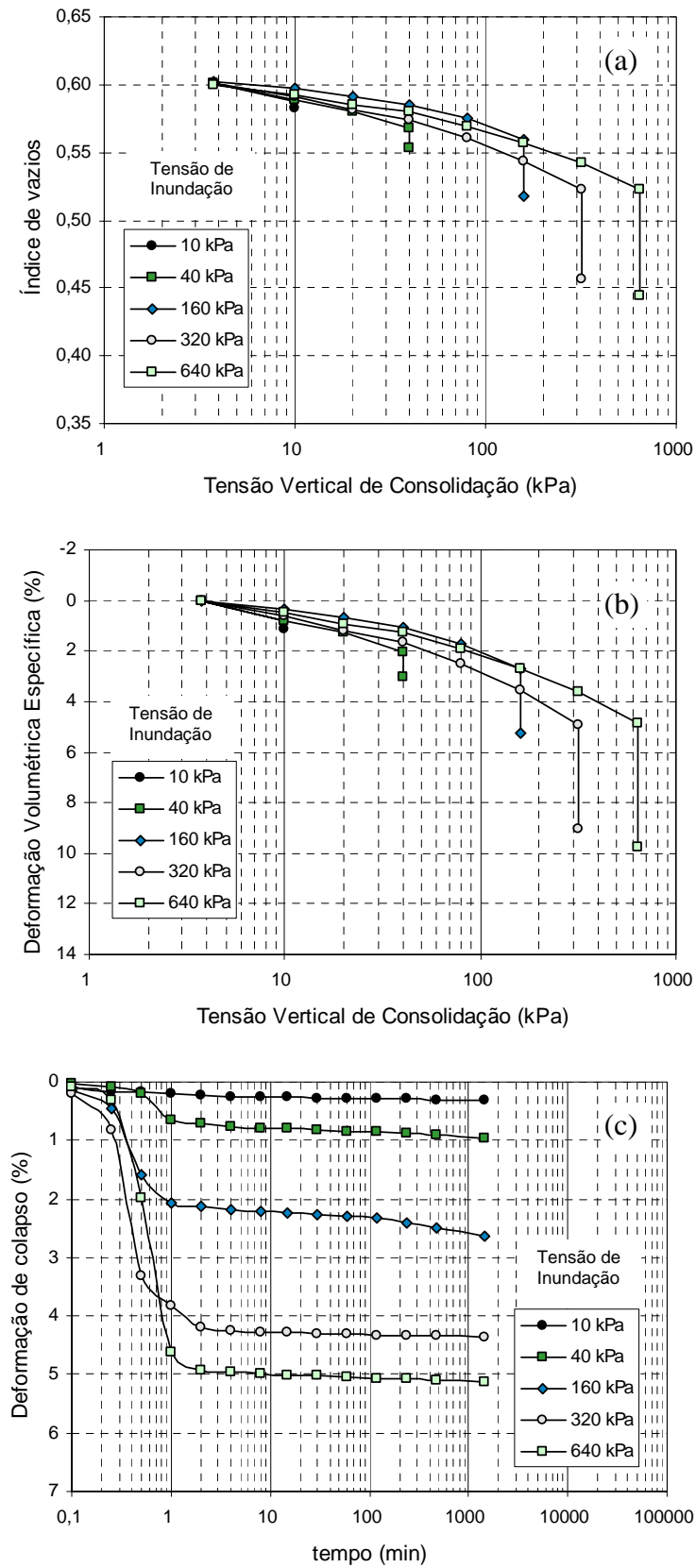


Figura IV.4 – Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com solução de Água Sanitária.

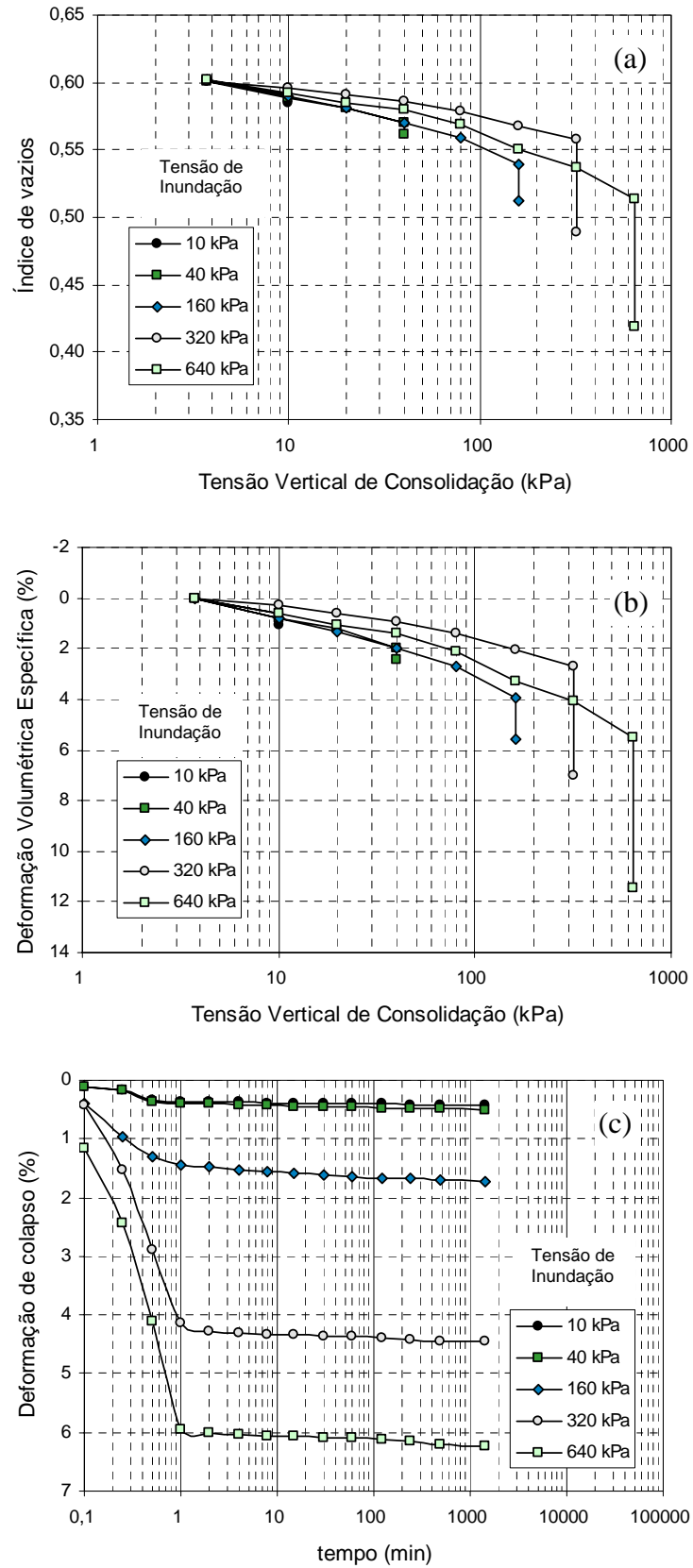


Figura IV.5 – Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com Chorume.

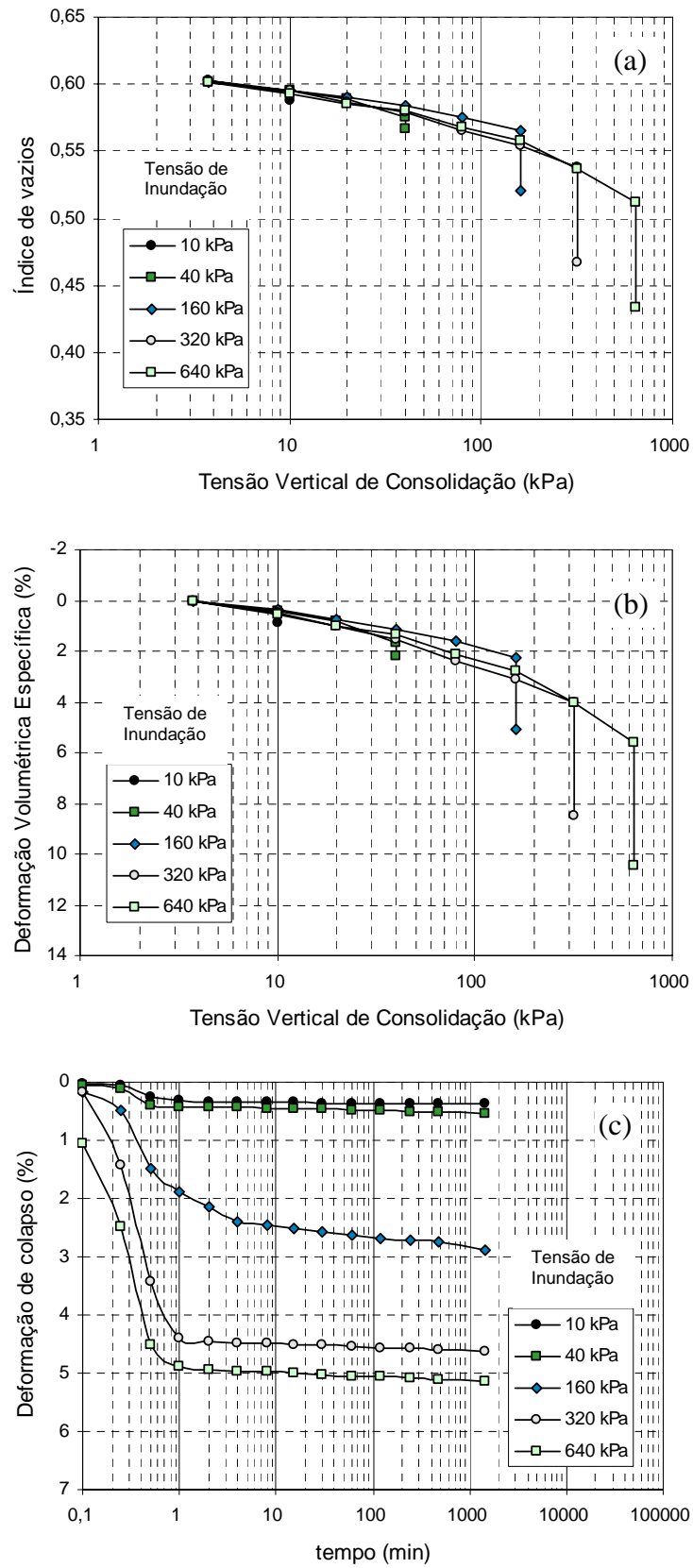


Figura IV.6 – Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com solução de Detergente Líquido.

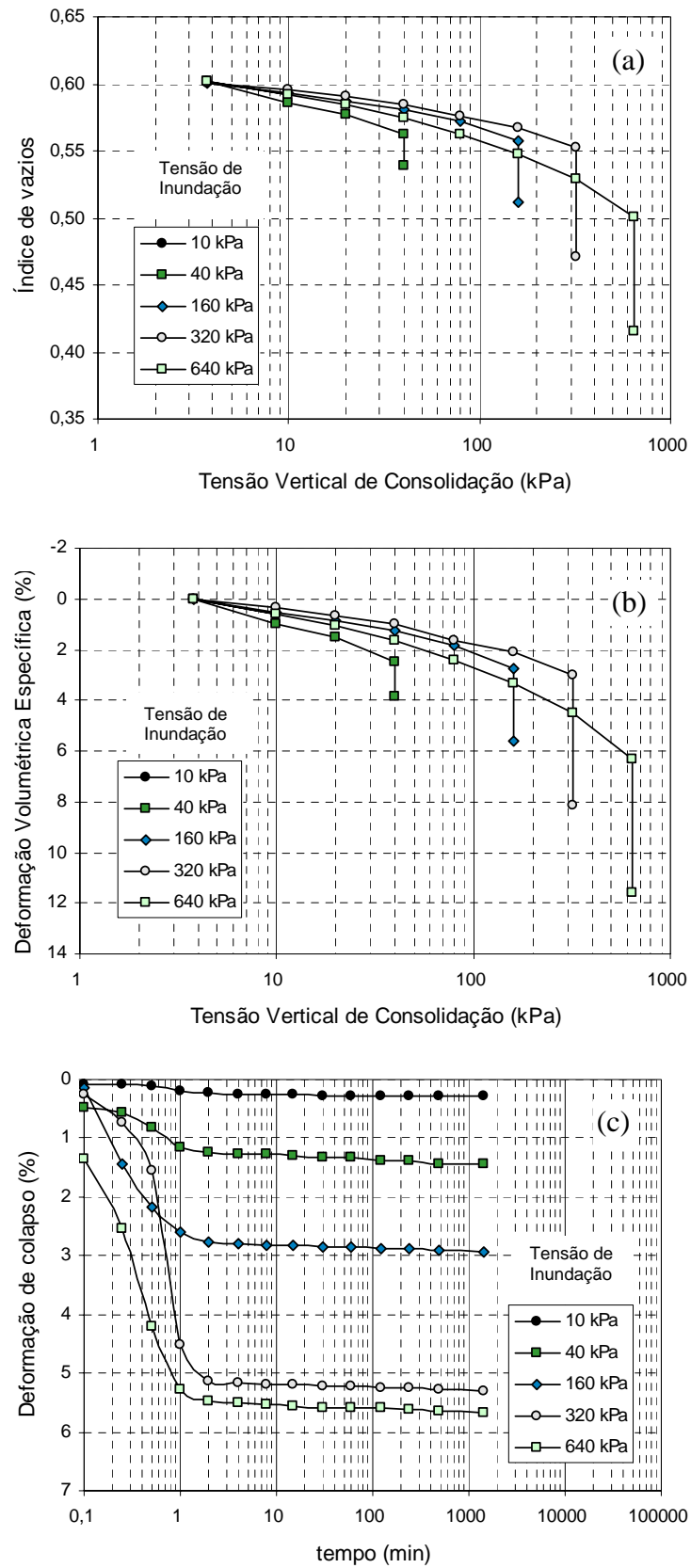


Figura IV.7 – Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com Esgoto Bruto.

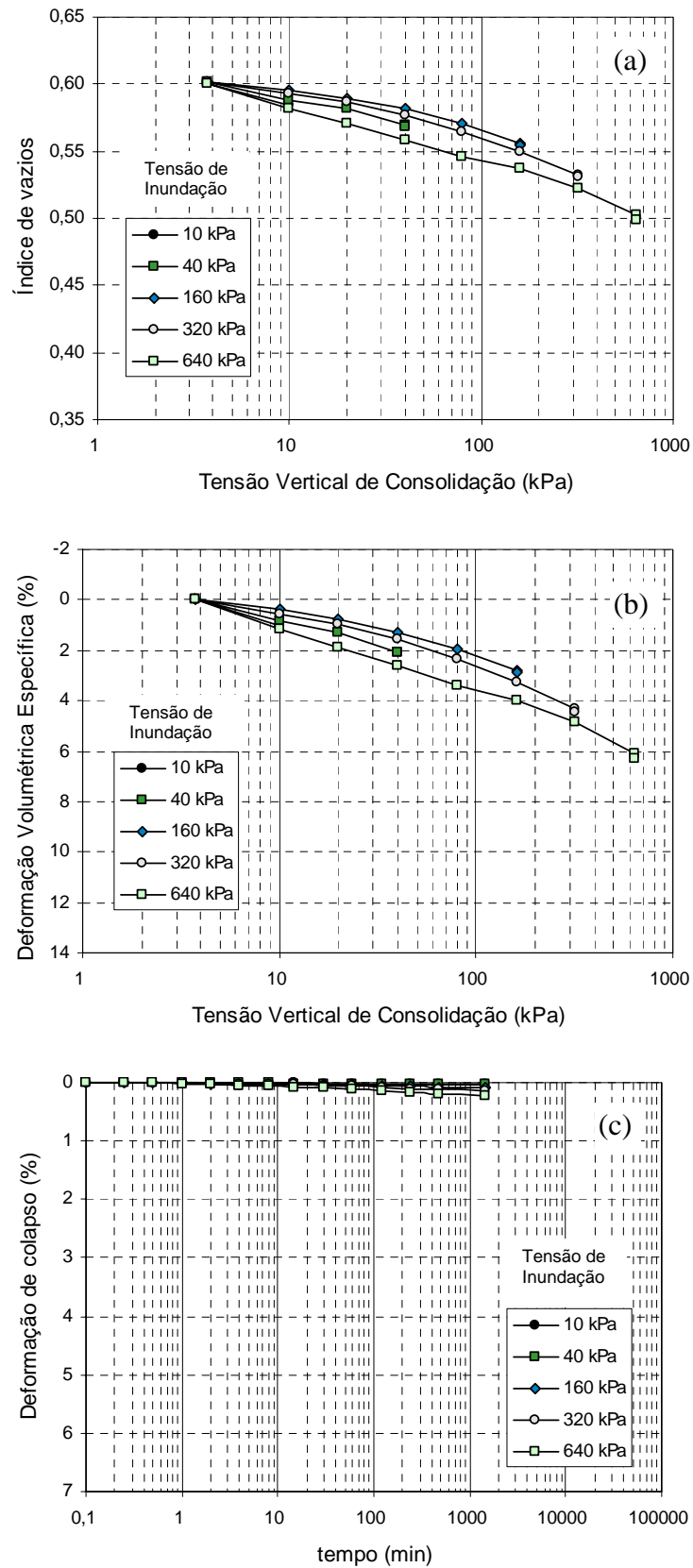


Figura IV.8 – Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com Óleo de Soja.

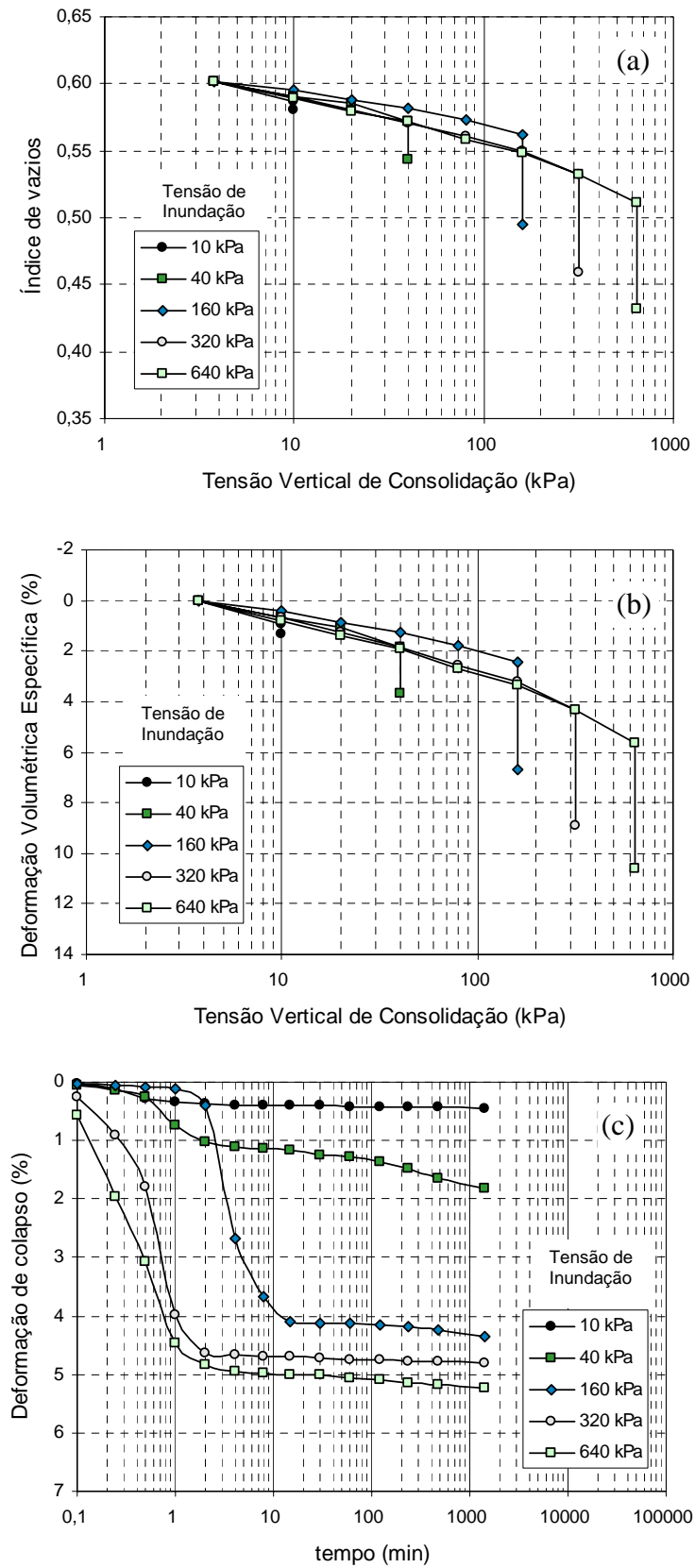


Figura IV.9 – Curvas: a) e versus σ_v (log); b) ε_v versus σ_v (log); e c) ε_c versus t (log) dos ensaios edométricos simples - solo inundado com solução de Sabão em Pó.

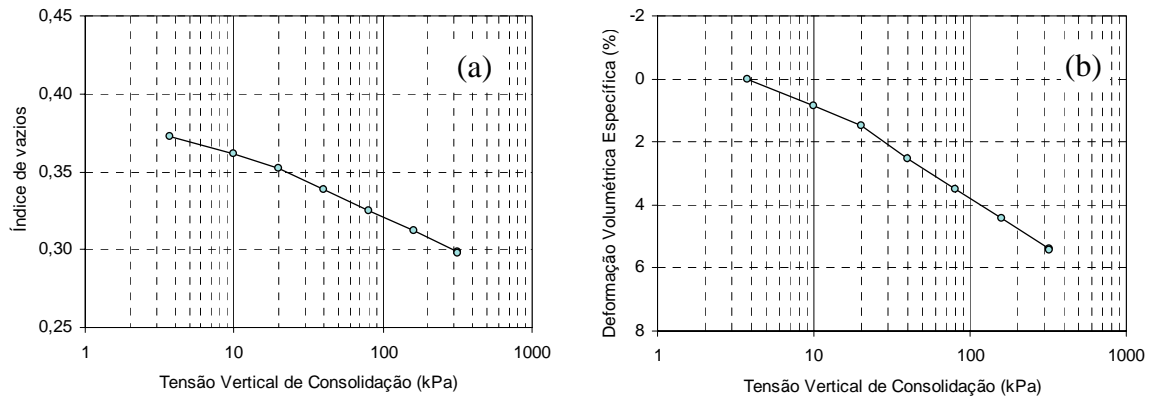


Figura IV.10 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ϵ_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{smáx}$ e w_{ot} - solo inundado com Água Destilada.

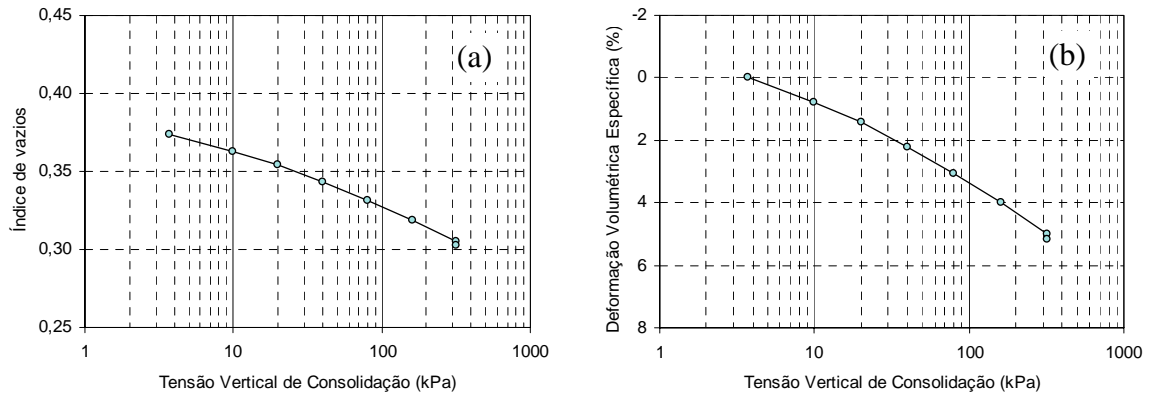


Figura IV.11 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ϵ_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{smáx}$ e w_{ot} - solo inundado com solução de Água Sanitária.

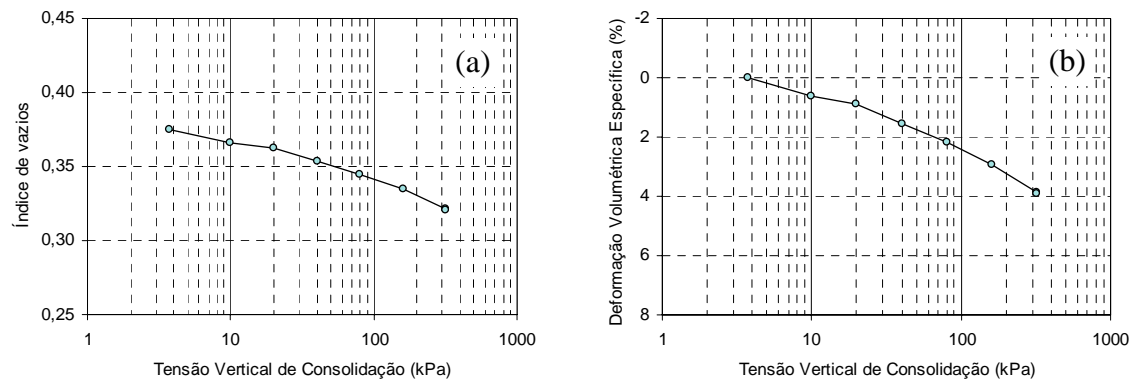


Figura IV.12 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ϵ_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{smáx}$ e w_{ot} - solo inundado com Chorume.

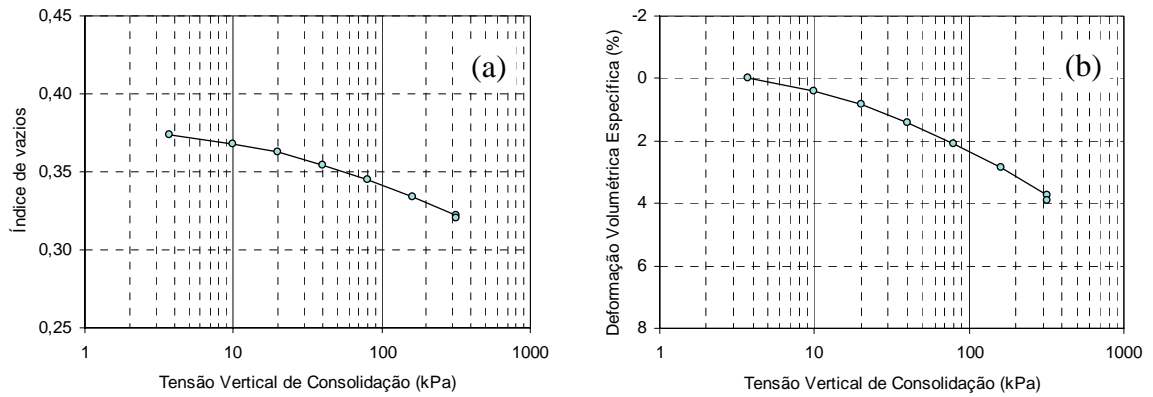


Figura IV.13 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com solução de Detergente Líquido.

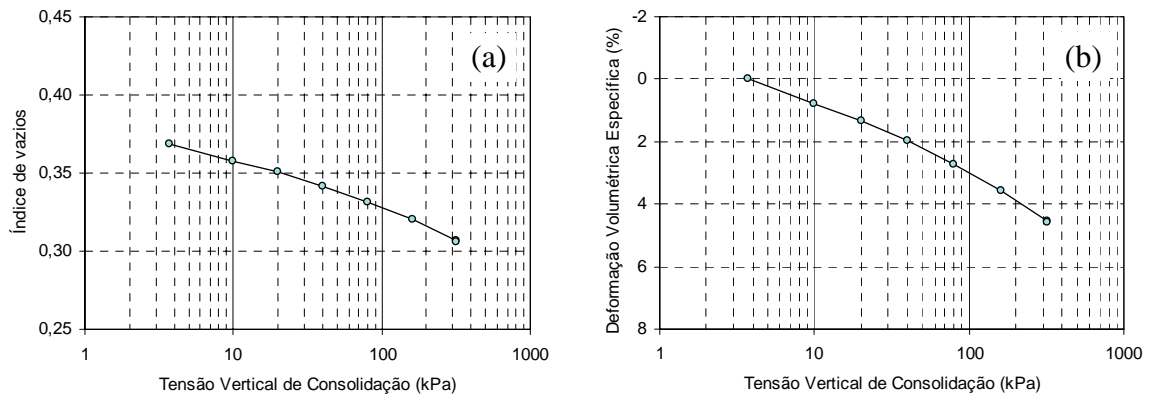


Figura IV.14 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com Esgoto Bruto.

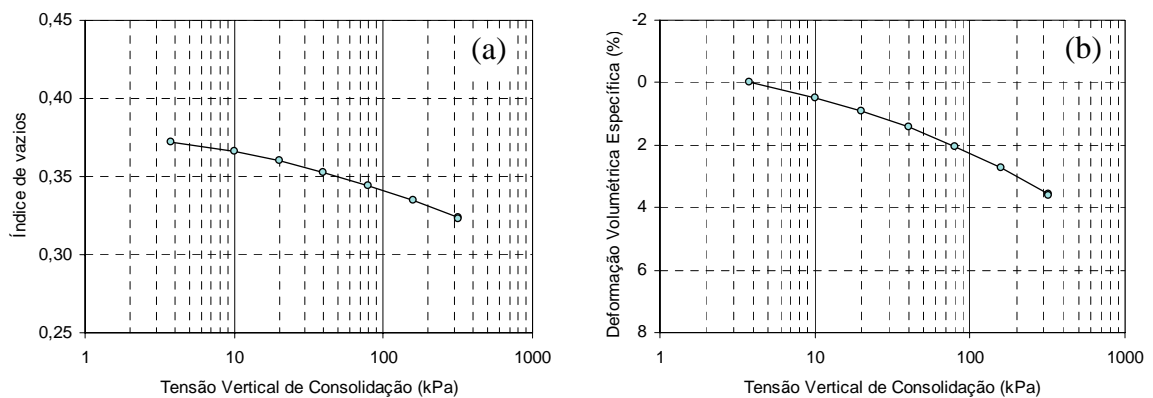


Figura IV.15 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log); dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com Óleo de Soja.

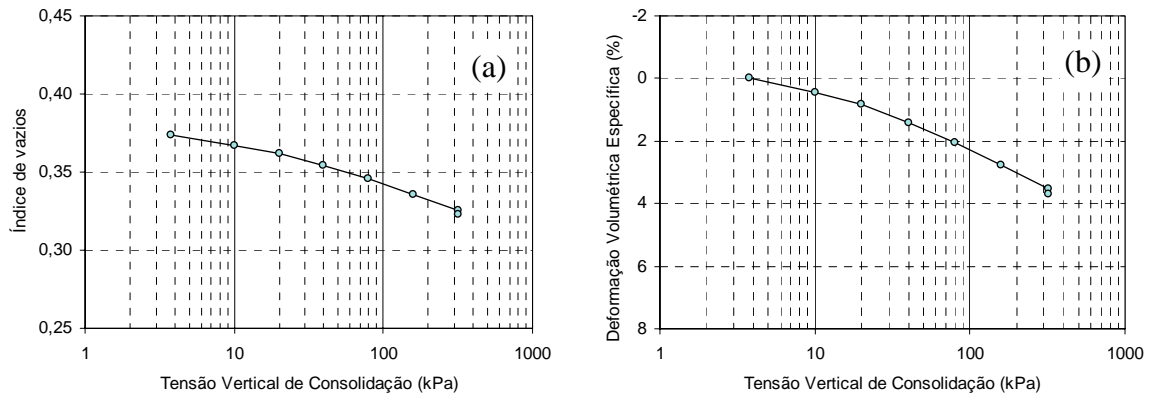


Figura IV.16 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples das amostras com $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} - solo inundado com solução de Sabão em P.

FERREIRA (1995) observou que a umidade do solo em que o processo de colapso se inicia depende do estado de tensão em que se encontra. Para menores tensões verticais de consolidação e, conseqüentemente, menores deformações antes da inundação, as umidades de início do processo de colapso são maiores do que para as tensões maiores, conforme mostra a Tabela IV.5. Os valores das umidades iniciais, das amostras na condição natural, dos ensaios realizados, para estas considerações variavam de 1,68 a 1,72%.

Tabela IV.5 – Umidade e grau de saturação crítico para início do colapso (FERREIRA, 1995).

Tensão vertical de consolidação (kPa)	Umidade média crítica para início do colapso (%)	Grau de saturação médio para início do colapso (%)
10 a 20	8,67	40,34
40 a 1280	3,60	17,96

ÍNDICE DE COMPRESSÃO

A determinação do ndice de compressão (C_c) do solo, indicando a inclinação da reta virgem, dos ensaios edométricos simples foi determinado entre as tensões de 80 e 320kPa. A média do C_c encontrado para as amostras compactadas com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$ foi de 0,051, muito próximo ao valor 0,056, determinado entre as tensões de 80 e 640kPa por GUIMARÃES NETO (1997) no solo compactado nas mesmas condições. As amostras compactadas com $\gamma_{sm\acute{a}x} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$ apresentaram um valor médio do C_c de 0,039, indicando a redução da compressibilidade.

POTENCIAL DE COLAPSO

Os valores dos potenciais de colapso, calculados pela fórmula $CP(\%) = 100 \Delta H/H_i$ (onde ΔH é a variação da altura do corpo de prova devido à inundação e H_i é a altura do corpo de prova antes da inundação), para as tensões verticais de inundação de 10, 40, 160, 320, e 640kPa, dos ensaios edométricos simples, com amostras compactadas na primeira condição, são apresentados na Tabela IV.6. A variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação ($\epsilon_c \times \sigma_v \log$) do solo inundado com diferentes líquidos está apresentada na Figura IV.17.

Tabela IV.6 – Potenciais de colapso dos ensaios edométricos simples (com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$).

POTENCIAL DE COLAPSO - CP (%)					
Líquido de Inundação	Tensão de Inundação (kPa)				
	10	40	160	320	640
Água Dest.	0,371	0,612	2,337	4,053	4,796
Água Sanit.	0,323	0,952	2,630	4,360	5,135
Chorume	0,423	0,501	1,729	4,453	6,249
Detergente	0,380	0,553	2,880	4,623	5,156
Esgoto Bruto	0,295	1,448	2,926	5,293	5,685
Óleo de Soja	0,020	0,036	0,078	0,137	0,215
Sabão em Pó	0,442	1,828	4,349	4,817	5,238

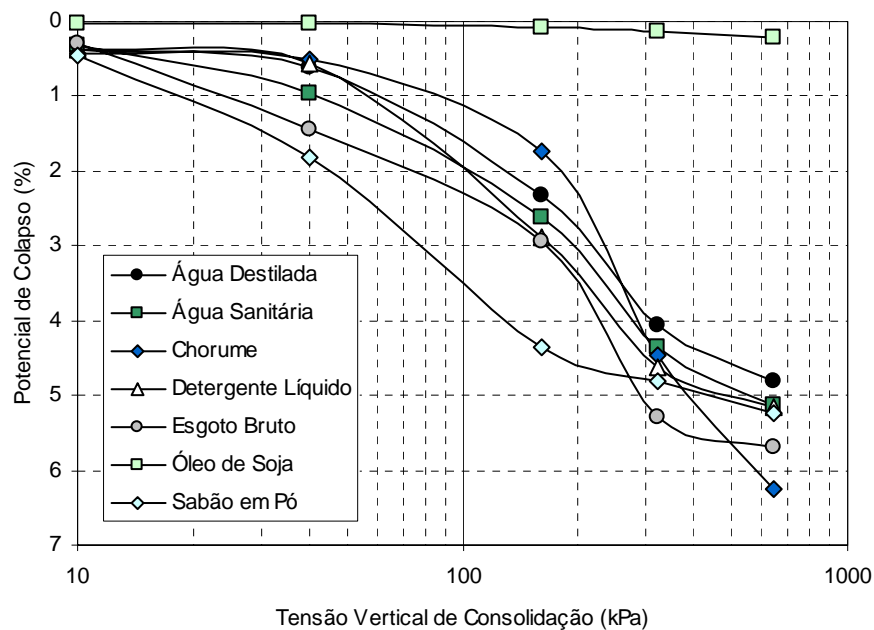


Figura IV.17 – Curvas ϵ_c versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples.

Observa-se que os valores dos Potenciais de Colapso crescem com o acréscimo de tensão, atingindo um valor máximo na tensão de 640kPa, havendo uma tendência à redução da taxa de crescimento a partir da tensão de 320kPa, não apresentando comportamento de pico, ou seja, não apresentou uma tensão crítica para um colapso máximo. GUIMARÃES NETO (1997) obteve resultado semelhante nos ensaios com corpos de prova compactados nas mesmas condições desta pesquisa. FERREIRA (1995), observou comportamento de pico em amostras indeformadas deste mesmo solo, com o valor do Potencial de Colapso máximo entre as tensões de 320 a 640kPa, mostrado na Figura II.7. Resultado semelhante ao encontrado por FUCALE (2000), também, em amostras indeformadas do mesmo solo, fato não observado no solo compactado. O comportamento de tensão crítica associada ao colapso máximo é típico do comportamento dos solos colapsíveis (VARGAS, 1973; ARAGÃO e MELO, 1982; ALONSO et al., 1987; FERREIRA, 1995).

O solo não apresentou colapso com a inundação da amostra com Óleo de Soja, para nenhuma tensão aplicada, o valor máximo da deformação foi de 0,215%, quando inundado na tensão de 640kPa. O Óleo de Soja apresenta, entre os fluidos utilizados, o menor valor de Peso Específico ($9,00\text{KN/m}^3$), pH ácido (4,5) e Condutividade ($0,0225\text{mS/cm}$) baixa, próxima à da Água Destilada. Com estas três características, a estrutura do solo não veio a colapsar quando inundado, nem sob tensões elevadas. A molhabilidade do solo com o Óleo de Soja, devido à baixa Tensão Superficial, é influenciada pela sua alta viscosidade.

RODRIGUES E LOLLO (2004) observaram que a inundação com Óleo proporcionou o menor Potencial de Colapso (2,29%) entre os fluidos estudados no solo colapsível de Ilha Solteira, para um solo que inundado com Água apresentou 8,28%. Segundo estes autores, devido à alta viscosidade do Óleo ($41,9\text{Pa.s}$), a saturação dos corpos de prova tornou-se duvidosa, o que impediu a determinação do grau de saturação dos corpos de prova das amostras após o ensaio edométrico.

A inundação do solo com Água Destilada gerou o menor Potencial de Colapso entre os líquidos experimentados, nas tensões de 160 a 640kPa, exceto o Chorume, na tensão de 160kPa, e o Óleo de Soja, que não apresentou colapso. As propriedades físico-químicas da Água Destilada como líquido de inundação determinam a baixa molhabilidade do solo e, basicamente, sem influência no potencial da superfície das partículas de argila do solo,

devido à sua baixa condutividade. A inundação do solo com solução a base de Água Sanitária apresentou um incremento de cerca de 10% no Potencial de Colapso, comparado com a inundação com Água Destilada. Este líquido apresenta condutividade intermediária e a seu pH alcalino, diferente do pH do solo.

O solo inundado com Chorume apresentou Potenciais de Colapso baixos para tensões até 40kPa, mas crescendo com o acréscimo de tensão e apresentando, a partir da tensão de 320kPa, Potencial de Colapso mais alto que o solo inundado com Água Destilada. Na tensão de 640kPa causou o maior Potencial de Colapso do solo entre os líquidos utilizados. O Chorume é levemente alcalino, e tem a mais alta condutividade entre os líquidos utilizados, o que provoca uma maior interação solo-líquido que os demais.

A inundação do solo com solução base de Detergente Líquido gerou um incremento máximo de 23% no Potencial de Colapso, na tensão de 160kPa, comparado com a inundação com Água Destilada. Apesar de apresentar pH muito próximo ao da Água Destilada, a solução a base de Detergente Líquido tem condutividade intermediária, que provoca uma maior interação solo-líquido. A sua Tensão Superficial baixa, determina a maior molhabilidade do solo, no entanto, a deformação ocorreu de forma lenta.

O Esgoto Bruto, produto da mistura de diferentes líquidos, como alguns utilizados nesta pesquisa, ao inundar o solo sob tensão, causou uma mudança na sua estrutura maior que qualquer líquido atuando isoladamente, exceto a solução a base de Sabão em Pó na faixa de tensão 10 a 160kPa. Os maiores valores dos Potenciais de Colapso, relacionados com o nível de tensão aplicado, foram obtidos com a solução a base de Sabão em Pó, e com o Esgoto Bruto. Estes líquidos, utilizados para inundação, apresentam valores de Peso Específico próximos ao da Água Destilada, pH alcalino e boa Condutividade. Estas três características, juntas, geram uma maior interação físico-química entre solo e líquido, resultando na mudança estrutural com os maiores valores de Potencial de Colapso. No entanto, as deformações de colapso demoraram mais tempo para se processar, devido às baixas tensões superficiais destes líquidos, que influenciam na molhabilidade do solo.

As deformações volumétricas específicas com o tempo ($\epsilon_c \times t \log$) mostradas nas Figuras IV.4 a IV.9, evidenciam que cerca de 98% das deformações, causadas pela inundação e

pela interação solo-líquido, ocorrem entre um e dois minutos após o início da inundação para a maioria dos líquidos utilizados, exceto para os líquidos com as mais baixas Tensões Superficiais, como as soluções a base de Detergente Líquido e a base de Sabão em Pó.

O solo compactado na segunda condição, com $\gamma_{sm\acute{a}x} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$, teve um comportamento bem diferente, sob tensão de 320kPa apresentou Potenciais de Colapso com valores inferiores a 0,178%, considerados insignificantes, apresentados na Tabela IV.7. Neste caso, observa-se que a compactação foi eficiente para estabilizar o solo, e que a interação físico-química entre solo e líquido que ocorreu não causou colapso no solo. Mostrando a importância do efeito do estado tensional (estrutura, sucção e tensão) no comportamento de colapso.

Tabela IV.7 – Potenciais de colapso dos ensaios edométricos simples (com $\gamma_{sm\acute{a}x} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$).

POTENCIAL DE COLAPSO - CP (%)							
Tensão de Inundação (kPa)	Líquido de Inundação						
	Água Dest.	Água Sanit.	Chorume	Detergente	Esgoto Bruto	Óleo de Soja	Sabão em Pó
320	0,048	0,164	0,047	0,168	0,037	0,047	0,178

4.4.2 ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLOS

Os ensaios edométricos duplos foram realizados apenas com solos compactados na primeira condição. Os índices físicos, iniciais e finais, das amostras utilizadas nos ensaios edométricos duplos são apresentados nas Tabelas IV.8. Os gráficos, índice de vazios versus tensão vertical de consolidação ($e \times \sigma_v \log$), e deformação volumétrica específica versus tensão vertical de consolidação ($\epsilon_v \times \sigma_v \log$), obtidos nos ensaios edométricos duplos, em amostras dos solos na umidade natural (constante), e inundados, são mostrados nas Figuras: IV.18 (utilizando como líquido de inundação Água Destilada); IV.19 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Água Sanitária); IV.20 (utilizando como líquido de inundação Chorume); IV.21 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Detergente Líquido); IV.22 (utilizando como líquido de inundação Esgoto Bruto); IV.23 (utilizando como líquido de inundação Óleo de Soja); e IV.24 (utilizando como líquido de inundação uma solução a base de Sabão em Pó).

Tabela IV.8 – Condições iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios edométricos duplos com amostras compactadas (com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$).

Líquido de Inundação	Tensão de Inundação (kPa)	INICIAL				FINAL			
		w_o (%)	γ_{so} kN/m^3	e_o	S_o (%)	w_f (%)	γ_{sf} kN/m^3	e_f	S_f (%)
-	-	3,46	16,51	0,600	15,23	3,46	17,35	0,523	17,49
Água Dest.	3,75	3,51	16,50	0,601	15,42	12,96	18,76	0,432	79,19
Água Sanit.	3,75	3,51	16,50	0,602	15,41	12,95	19,10	0,407	84,07
Chorume	3,75	3,47	16,51	0,601	15,27	14,16	18,79	0,434	86,09
Detergente	3,75	3,46	16,50	0,601	15,23	14,62	18,70	0,444	86,98
Esgoto Bruto	3,75	3,47	16,51	0,601	15,27	13,22	18,80	0,430	81,14
Óleo de Soja	3,75	3,47	16,50	0,601	15,26	16,00*	18,08	0,499	84,69*
Sabão em Pó	3,75	3,51	16,50	0,601	15,42	12,94	18,92	0,420	81,41

*Valores estimados através do peso úmido final, porque não foi possível extrair o Óleo de Soja do solo.

As amostras, ao serem inundadas sob tensão de 3,75kPa, apresentaram entre 0,12 e 0,36% de deformação volumétrica específica, exceto a amostra inundada com Chorume; que não apresentou deformação inicial.

A variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical de consolidação mostrou que o solo na umidade natural de 3,5% deformou pouco, cerca de 4,85%, com acréscimo da tensão vertical (3,75 a 640kPa). A Areia Amarelo-Avermelhada quando inundada com Água Destilada apresentou uma deformação de 10,54% no final do carregamento de 640kPa; quando inundada com solução a base de Água Sanitária, 12,16%; com Chorume, 10,38%; com solução a base de Detergente Líquido, 9,80%; com Esgoto Bruto, 10,63%; com Óleo de Soja, 6,35%; e com solução a base de Sabão em Pó, 11,32%. Se comparadas com a amostra do solo natural sem inundação, nota-se que as compressibilidades do solo saturado e não saturado têm diferentes magnitudes.

A amostra inundada com Óleo de Soja apresentou deformação volumétrica específica, muito próxima à do solo na umidade natural, provavelmente devido à sua alta viscosidade, baixo peso específico, baixa condutividade e pH ácido. No entanto, com a tensão de 640kPa, a amostra apresentou 1,6% a mais de deformação que as verificadas no solo com umidade natural. Observa-se que o Óleo de Soja tem baixa tensão superficial, mas a alta viscosidade o faz percolar por caminhos preferenciais através dos poros maiores solo. Como não foi possível a remoção deste líquido para a determinação da umidade do solo no final do ensaio, os valores da umidade e grau de saturação final foram estimados através do peso úmido no final do ensaio e do peso seco inicial.

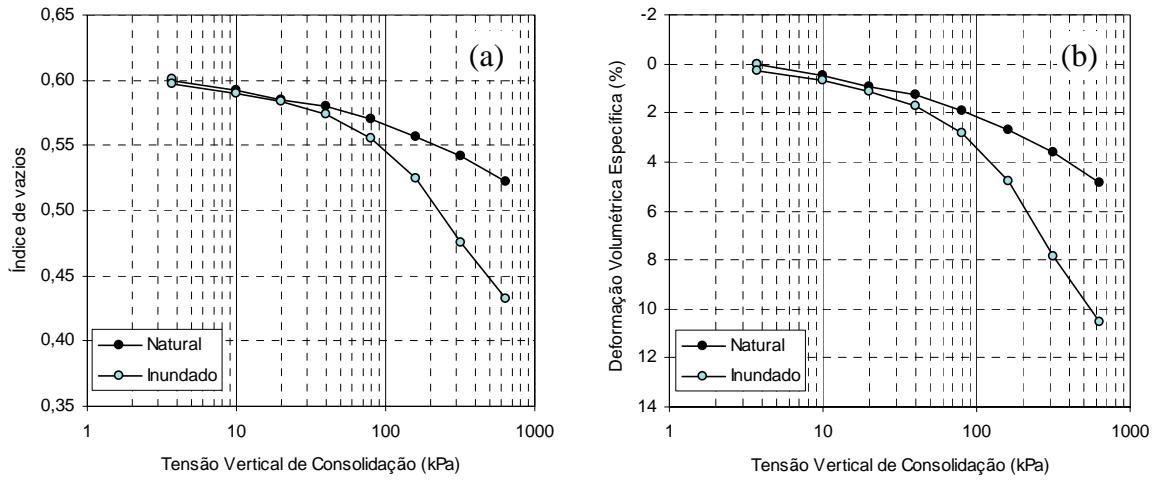


Figura IV.18 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com Água Destilada.

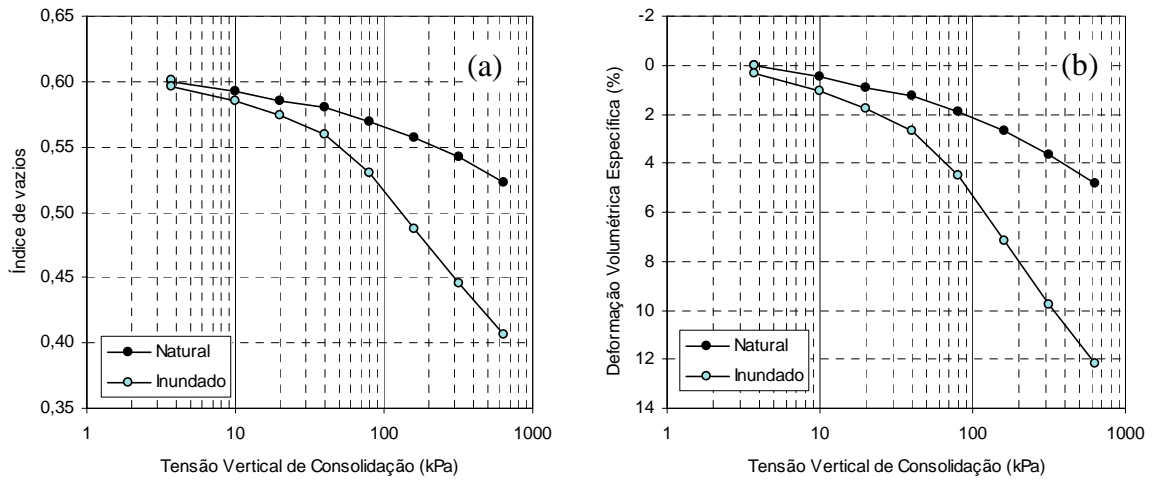


Figura IV.19 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com solução de Água Sanitária.

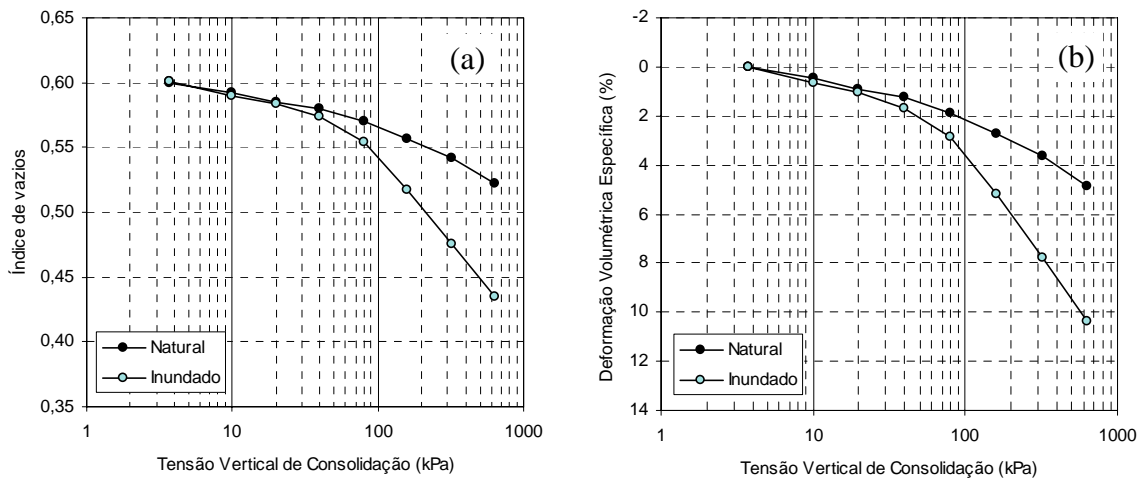


Figura IV.20 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com Chorume.

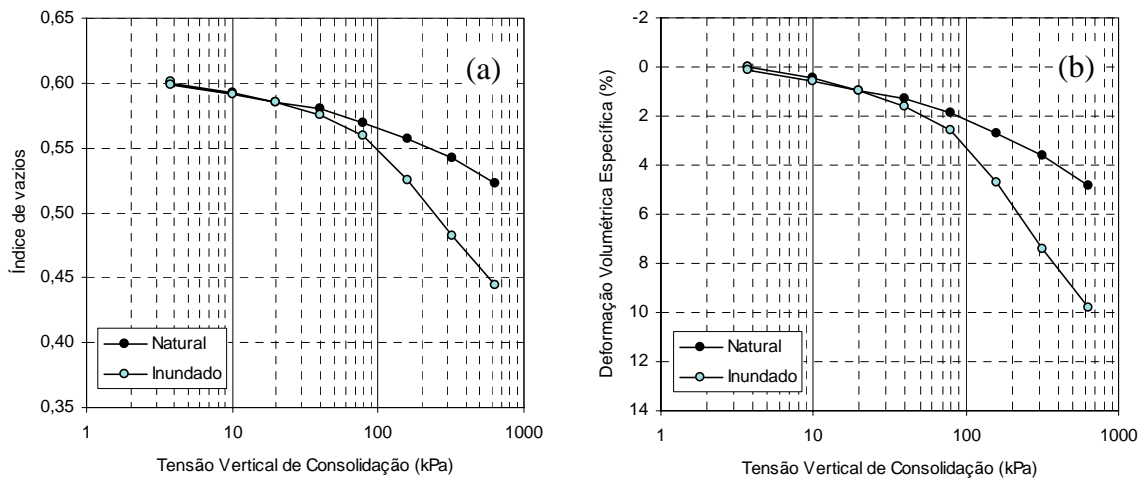


Figura IV.21 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com solução de Detergente Líquido.

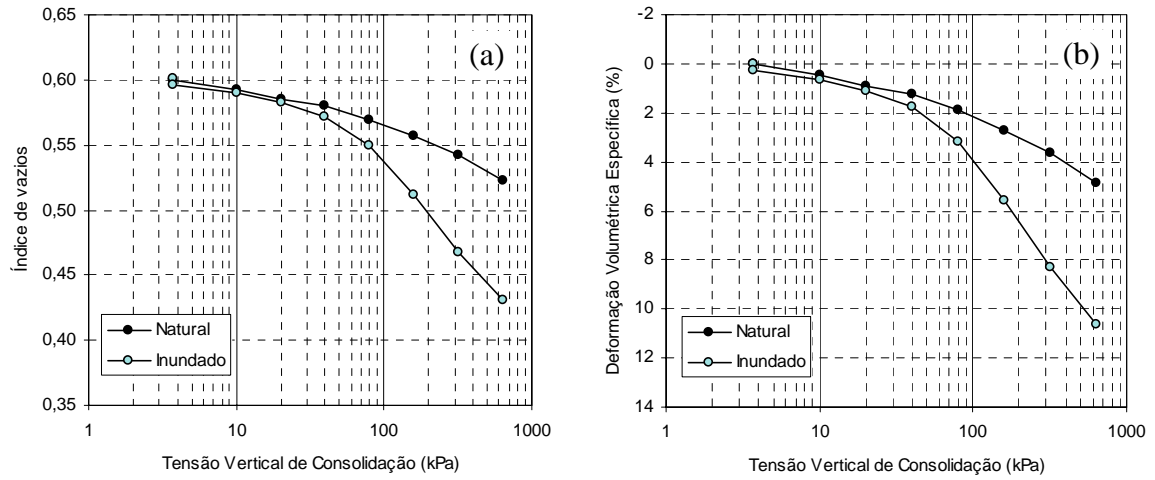


Figura IV.22 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com Esgoto Bruto.

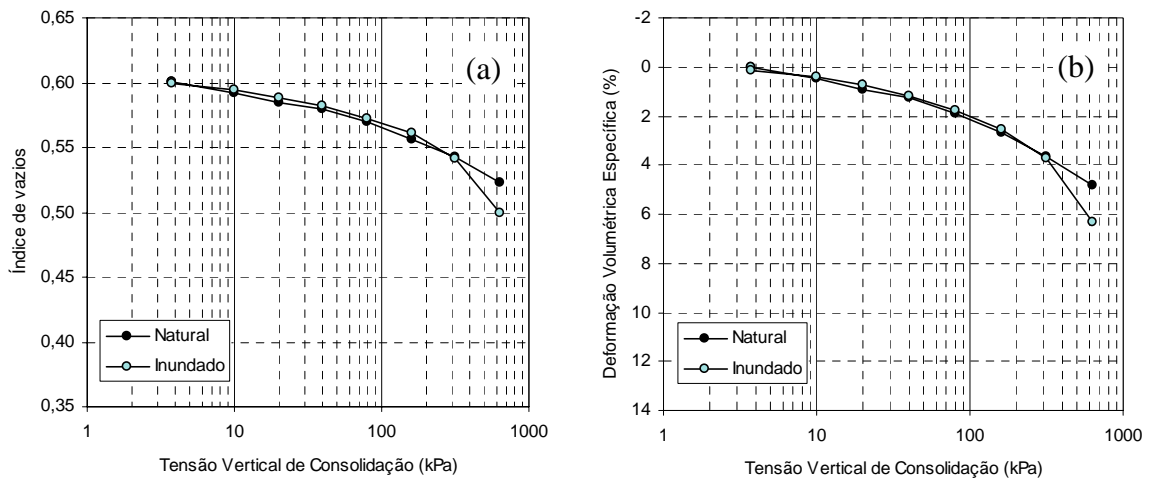


Figura IV.23 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log); dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com Óleo de Soja.

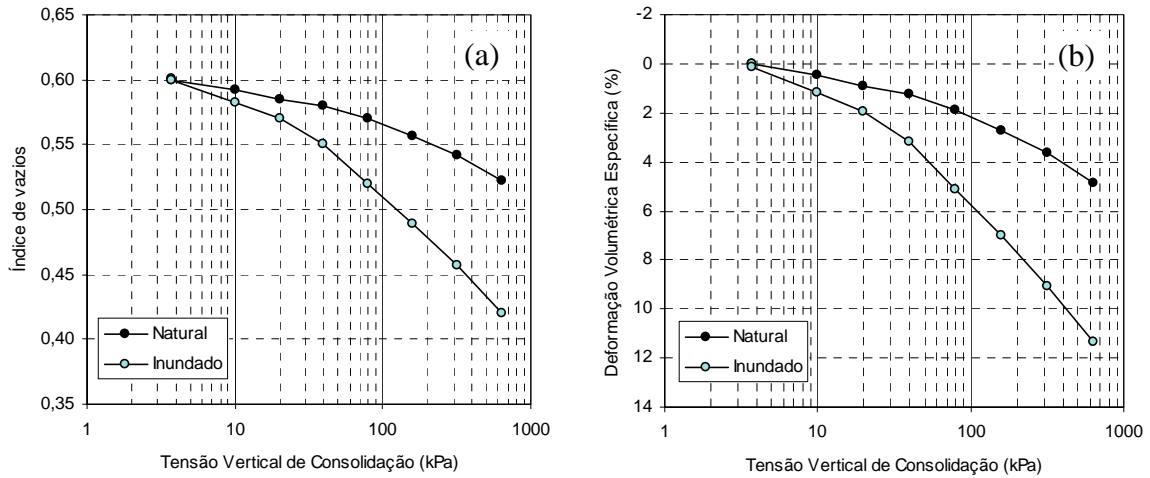


Figura IV.24 – Curvas: a) e versus σ_v (log); e b) ε_v versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos - solo inundado com solução de Sabão em Pó.

ÍNDICE DE COMPRESSÃO

A partir dos resultados dos ensaios edométricos duplos, foram determinados os índices de compressão (C_c) do solo, apresentados na Tabela IV.9. Observa-se que o parâmetro de compressibilidade C_c obtido a partir do ensaio na umidade natural foi inferior aos obtidos a partir dos ensaios inundados. A inundação causa um aumento na compressibilidade do solo, com um acréscimo médio de 2,6 vezes o índice de compressibilidade do solo quando inundado com Água Destilada, solução a base de Água Sanitária, Chorume e Esgoto Bruto.

Tabela IV.9 – Índices de compressão do solo dos ensaios edométricos duplos.

Intervalo de Tensão (kPa)	ÍNDICES DE COMPRESSÃO DO SOLO – C_c							
	Solo Natural (MPa)	Solo Inundado (MPa)						
		Água Dest.	Água Sanit.	Chorume	Detergente	Esgoto Bruto	Óleo de Soja	Sabão em Pó
80 - 320	-	-	-	-	-	-	0,051	-
80 - 640	0,052	0,137	0,136	0,133	0,128	0,132	-	0,110

Utilizando amostras indeformadas do mesmo solo, na umidade natural, FERREIRA (1995) determinou o C_c de 0,058 para o ensaio na umidade natural (constante), entre as tensões de 320 e 1280kPa, e 0,08 para o ensaio inundado, entre as tensões de 40 e 1280kPa.

MÓDULO EDMÉTRICO

Os módulos edométricos ($E_{\text{oed}} = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon_v$, sendo $\Delta\sigma$ a variação de tensão vertical de consolidação e $\Delta\varepsilon_v$ a variação de deformação volumétrica específica) dos ensaios com diversos incrementos de carga e correspondentes deformações foram obtido para cada incremento de tensão aplicado. Os módulos edométricos foram obtidos tanto em solo na umidade natural (constante) quanto no solo inundado no início do ensaio (Tabela IV.10). Comparando-se com a amostra do solo ensaiada na umidade natural, a inundação do solo, no início do ensaio, com solução a base de Sabão em Pó provocou a maior redução no valor do módulo edométrico, em torno de 75%, no intervalo de 20 a 40kPa. Seguido da inundação com Água Destilada, e com solução a base de Água Sanitária que provocaram uma redução de 70%, nos intervalos de 160 a 320kPa, e 80 a 160kPa, respectivamente.

Observa-se que para os intervalos de tensão superiores ao de 20 a 40kPa, os módulos são menores que no solo natural compactado para todos os líquidos de inundação, exceto para o Óleo de Soja. A inundação da amostra com solução a base de Detergente Líquido causou um incremento no valor do módulo edométrico de 7 e 30%, nos intervalos das tensões de 3,75 a 10kPa, e 10 a 20kPa, respectivamente, e a partir do terceiro carregamento, o módulo edométrico reduziu em média 53%. Comportamento semelhante foi observado no solo inundado com Esgoto Bruto, com incrementos de 14%, nos dois primeiros intervalos de tensões, e a partir do terceiro, uma redução média de 58%; e no solo inundado com Água Destilada, com incrementos de 12 e 8%, nos dois primeiros intervalos de tensões, e a partir do terceiro, uma redução média de 54%. A amostra inundada com Óleo de Soja apresentou um incremento de 79% no módulo edométrico, no intervalo das tensões de 3,75 a 10kPa, decrescendo até alcançar, no intervalo das tensões de 320 a 640kPa, uma redução de 54%.

Tabela IV.10 – Módulos edométricos do solo da umidade natural (constante) e inundado.

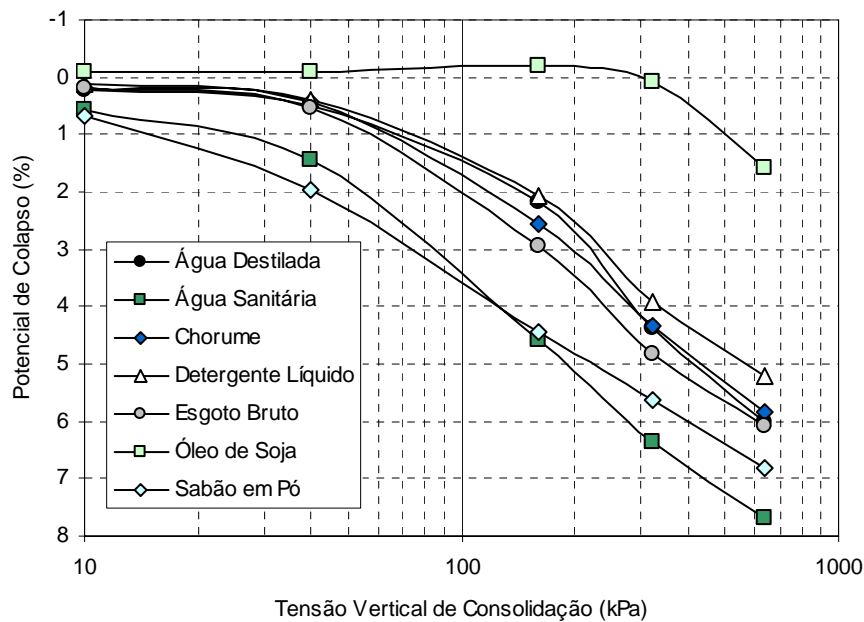
Intervalo de Tensão (kPa)	MÓDULO EDMÉTRICO							
	Solo Natural (MPa)	Solo Inundado (MPa)						
		Água Dest.	Água Sanit.	Chorume	Detergente	Esgoto Bruto	Óleo de Soja	Sabão em Pó
3,75 - 10	0,658	0,735	0,466	0,488	0,702	0,753	1,179	0,313
10 - 20	1,087	1,176	0,704	1,266	1,408	1,235	1,333	0,654
20 - 40	3,175	1,639	1,093	1,613	1,504	1,481	2,439	0,784
40 - 80	3,200	1,843	1,114	1,681	2,128	1,434	3,226	1,055
80 - 160	4,938	2,030	1,501	1,751	1,896	1,702	5,517	2,100
160 - 320	8,743	2,676	3,089	3,101	2,991	2,991	6,897	3,990
320 - 640	13,333	5,948	6,751	6,299	6,709	6,882	6,084	7,111

POTENCIAL DE COLAPSO

Os valores dos potenciais de colapso, calculados pela fórmula $CP (\%) = 100 \Delta \varepsilon_v / (1 - \varepsilon_{v(\text{nat})})$ (onde $\Delta \varepsilon_v = \varepsilon_{v(\text{nat})} - \varepsilon_{v(\text{inund})}$), obtidos dos ensaios edométricos duplos são apresentados na Tabela IV.11. Observam-se valores negativos, até a tensão de 160kPa, para os potenciais de colapso da amostra que foi utilizado Óleo de Soja como líquido de inundação. Estes valores significam apenas que a deformação do solo inundado foi menor que a do solo na umidade natural (constante), como pode ser observado na Figura IV.23. O gráfico da variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação ($\varepsilon_c \times \sigma_v \log$) do solo inundado com diferentes líquidos está apresentado na Figura IV.25.

Tabela IV.11 – Potenciais de colapso dos ensaios edométricos duplos.

POTENCIAL DE COLAPSO - CP (%)					
Líquido de Inundação	Tensão de Consolidação (kPa)				
	10	40	160	320	640
Água Dest.	0,223	0,490	2,175	4,365	5,997
Água Sanit.	0,557	1,429	4,582	6,377	7,697
Chorume	0,170	0,422	2,559	4,338	5,825
Detergente	0,127	0,378	2,056	3,915	5,220
Esgoto Bruto	0,201	0,519	2,939	4,821	6,086
Óleo de Soja	- 0,096	- 0,087	- 0,181	0,073	1,588
Sabão em Pó	0,673	1,969	4,448	5,630	6,813

Figura IV.25 – Curvas ε_c versus σ_v (log) dos ensaios edométricos duplos.

Observa-se que os valores dos Potenciais de Colapso dos edométricos duplos, assim como nos ensaios edométricos simples, também crescem com o acréscimo de tensão, atingindo o valor máximo na tensão de 640kPa, e não apresentam comportamento de pico, resultado semelhante ao encontrado por FERREIRA (1995) em amostras indeformadas do mesmo solo, inundadas com diferentes líquidos. Este autor executou carregamentos até a tensão de 1280kPa e observou que houve uma tendência à estabilização na tensão de 640kPa.

As curvas de deformação de colapso se apresentaram muito próximas quando o solo foi inundado com líquidos de pH próximos ao neutro. As soluções a base de Água Sanitária, e a base de Sabão em Pó, com pH alcalinos, geraram os maiores colapsos do solo. Enquanto o Óleo de Soja, de pH ácido, próximo ao pH do solo, gerou um colapso insignificante.

Os ensaios edométricos duplos, segundo AITCHINSON (1973), podem ser influenciados por três limitações na sua estimativa de recalques. A primeira se refere à dependência do colapso à umidade inicial (sucção) do solo; a segunda diz que o processo de colapso pode depender do caminho de tensões; e a terceira, diz respeito ao mecanismo de colapso, que pode ser controlado por outro fator, além da sucção, tal como a interação química.

LUTENEGGER e SABER (1988), ao comparar ensaios edométricos duplos e simples, atribuem à heterogeneidade dos corpos de prova as divergências obtidas. HOUSTON (1996) também atribui à heterogeneidade do solo as divergências observadas nos valores das deformações volumétricas obtidas em ambos ensaios edométricos, e diz que o efeito do caminho de tensões é insignificante quando comparado à variabilidade espacial do solo. Em geral, após a inundação, as deformações finais, obtidas em ensaios edométricos simples, tenderão a se agrupar em uma estreita faixa, cuja amplitude será consequência da heterogeneidade do solo.

A variação dos potenciais de colapso obtidos pelos ensaios edométricos simples e duplos, apresentados nas Tabelas IV.6 e IV.11 são confrontados no gráfico ($CP_{duplo} \times CP_{simples}$) da Figura IV.26. Verifica-se que, para quase todas as tensões, a amostra inundada no início com solução a base de Água Sanitária, possui deformações de colapso maiores que as amostras dos ensaios simples. Já as amostras inundadas com Água Destilada, Chorume,

com solução a base de Detergente Líquido, e Esgoto Bruto, apresentaram-se muito próximas à linha de igualdade.

Observa-se que a maior parte dos resultados experimentais posiciona-se acima da linha de igualdade, indicando a superioridade nas deformações de colapso obtidas a partir dos ensaios edométricos duplos. Os valores dos Potenciais de Colapso determinados nos ensaios edométricos duplos são cerca de 11% maiores do que nos ensaios edométricos simples. Pode-se atribuir o resultado obtido ao maior tempo que o solo fica em contato com o líquido de inundação nos ensaios edométricos duplos que nos ensaios edométricos simples. FERREIRA (1995), utilizando o mesmo solo, com amostras indeformadas na umidade natural, encontrou valores superiores para os ensaios edométricos simples, e atribuiu as diferenças dos resultados encontrados ao estado tensional (caminho de tensões verticais; sucções iniciais; e índice de vazios).

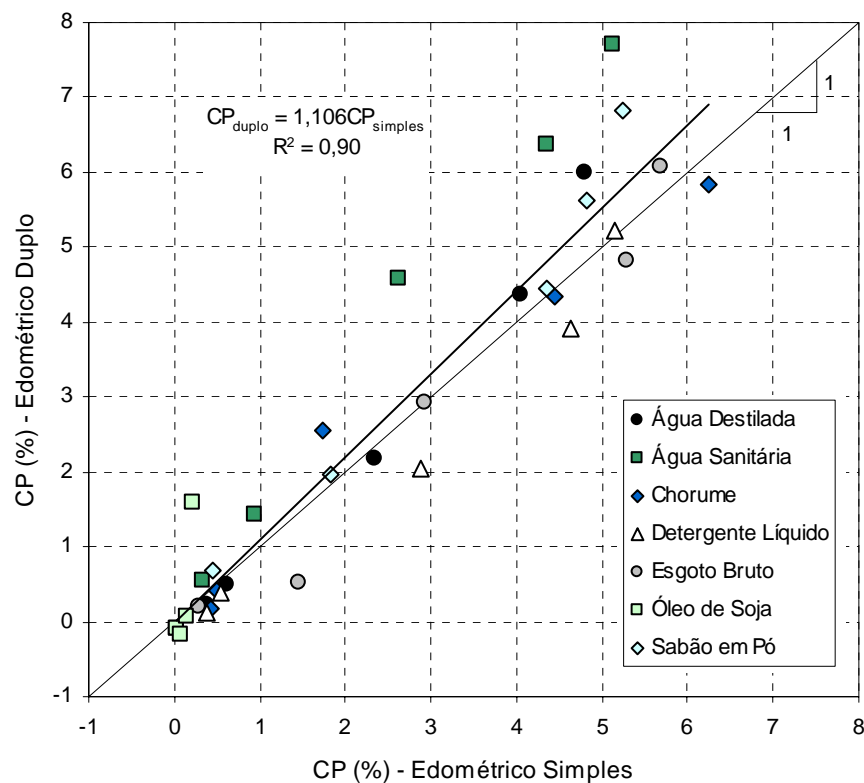


Figura IV.26 - Comparação do potencial de colapso obtido no ensaio edométrico duplo com o potencial de colapso obtido no ensaio edométrico simples.

4.5 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DO SOLO ANTES E APÓS O COLAPSO

Pode-se observar que os ensaios edométricos, simples e duplos, mostram as diferentes intensidades de deformação de colapso estrutural geradas pelas diferentes interações dos líquidos com os minerais do solo. Para compreender melhor este fenômeno, a interação entre líquido de inundação e solo foi analisada também através de ensaios químicos para determinar as mudanças do solo após o colapso.

A caracterização química do solo determinou os valores do pH (potencial Hidrogeniônico); a condutividade elétrica no extrato de saturação (CE); as bases – Sódio (Na^+), Potássio (K^+), Cálcio (Ca^{2+}), e Magnésio (Mg^{2+}); e os ácidos – Alumínio (Al^{3+}), e Hidrogênio (H^+). Os resultados obtidos nos ensaios de oito amostras da Areia Amarelo-Avermelhada, com o solo natural e após inundação com sete diferentes líquidos, descritos no Item 3.7 e com características físico-químicas apresentadas no Item 4.3, são apresentados na Tabela IV.12. Observa-se que os valores obtidos para o solo após inundação com Óleo de Soja são duvidosos, devido à dificuldade de preparação do extrato desse solo para os ensaios.

Tabela IV.12 - Caracterização química do solo antes e após inundação.

SOLO	pH	C.E.	Na^+	K^+	Ca^{2+}	Mg^{2+}	Al^{3+}	H^+
	em H_2O	(μS)	-----cmol _c /kg-----					
Natural	4,19	133	0,02	0,15	0,72	2,50	0,60	2,13
Após inundação com:								
Água Dest.	4,42	77	0,15	0,18	0,72	1,25	0,60	1,89
Água Sanit.	4,64	95	0,50	0,23	0,68	2,30	0,60	1,88
Chorume	6,83	438	1,04	0,44	0,64	1,40	2,00	1,52
Detergente	4,47	61	0,09	0,14	0,24	1,50	0,40	1,60
Esgoto Bruto	4,50	301	0,70	0,15	0,56	1,60	0,40	1,62
Óleo de Soja	3,64*	79*	0,02*	0,11*	0,24*	1,00*	2,00*	10,35*
Sabão em Pó	6,83	526	2,68	0,17	0,36	1,30	2,00	1,15

*valores não confiáveis.

CÁLCULOS ANALÍTICOS PEDOLÓGICOS E INTERPRETAÇÕES

O pH do solo natural de 4,19, determinado em H_2O , é ácido ($\text{pH} < 7$) e a condutividade elétrica no extrato de saturação (CE) é baixa. Após a percolação com Óleo de Soja, a acidez do solo aumentou, enquanto com Água Destilada, com solução a base de Água Sanitária, com solução a base de Detergente Líquido, e com Esgoto Bruto a acidez

diminuiu um pouco, mas se manteve muito próxima à do solo natural. Observa-se que após inundação com líquidos alcalinos, como o Chorume e a solução a base de Sabão em Pó, a acidez do solo diminuiu consideravelmente, ficando próximo ao pH neutro, exceto com a solução a base de Água Sanitária, que teve pequena redução da acidez. As condutividades no extrato de saturação diminuíram após a inundação com Água Destilada, solução a base de Água Sanitária, solução a base de Detergente Líquido e Óleo de Soja, permanecendo baixas; e aumentaram após a inundação os demais líquidos, inclusive conferindo ao solo o caráter salino ($4\text{dS/m} \leq \text{CE} < 7\text{dS/m}$) (PRADO, 2005 apud ESTADOS UNIDOS, 1951) após inundação com Chorume e solução a base de Sabão em Pó.

Com base nos resultados da análise química do solo, são calculados, de acordo com o novo sistema de classificação de solos da EMBRAPA (1999): a Soma das Bases (S); a Capacidade de Troca Catiônica (CTC ou T); o Grau de Saturação por Bases (V); a Saturação por Alumínio (m); Retenção de Cátions (RC); a Saturação por Sódio; e a Atividade da Fração Argila (Tr). Os resultados são apresentados na Tabela IV.13.

Tabela IV.13 - Resumo dos cálculos analíticos pedológicos do solo antes e após inundação.

SOLO	S	CTC	V	m	RC	Tr	$100 \frac{\text{Na}^+}{\text{T}}$
	----- $\text{cmol}_c\text{kg}^{-1}$ -----	----- $\text{cmol}_c\text{kg}^{-1}$ -----	-----%-----		----- $\text{cmol}_c\text{kg}^{-1}$ -----		-----%----
Natural	3,39	6,12	55,40	15,03	44,34	68,01	0,36
Após inundação com:							
Água Dest.	2,29	4,78	47,94	20,74	32,14	53,14	3,05
Água Sanit.	3,71	6,19	59,92	13,93	47,86	68,75	8,01
Chorume	3,51	7,03	49,95	36,28	61,26	78,15	14,74
Detergente	1,98	3,98	49,70	16,83	26,41	44,18	2,36
Esgoto Bruto	3,01	5,03	59,84	11,73	37,89	55,89	14,00
Óleo de Soja	1,37*	13,72*	10,01*	59,28*	37,49*	152,49*	0,16*
Sabão em Pó	4,51	7,66	58,87	30,73	72,32	85,09	34,96

Legenda (fórmulas utilizadas): $S = \text{Na}^+ + \text{K}^+ + \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}$; $\text{CTC} = \text{Na}^+ + \text{K}^+ + \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+} + \text{Al}^{3+} + \text{H}^+$;

$V = 100 \frac{S}{T}$; $m = \frac{100\text{Al}^{3+}}{S + \text{Al}^{3+}}$; $\text{RC} = 100 \frac{S + \text{Al}^{3+}}{\text{argila}(\%)}$; $\text{Tr} = 100 \frac{\text{CTC}}{\text{argila}(\%)}$. *valores não confiáveis.

O solo natural apresenta grau de saturação por bases ligeiramente superior a 50%, que determina seu caráter eutrófico, caracterizando o solo como rico em nutrientes, estando inserido na classificação do novo sistema (EMBRAPA, 1999) nos mesoeutrófico ($75\% \leq V < 50\%$). O percentual de saturação por alumínio ($m < 50\%$) confere ao solo o caráter não álico; e a retenção de cátions ($\text{RC} > 1,5\text{cmol}_c/\text{kg}$), o caráter não ácrico. A capacidade de

troca catiônica do solo natural é baixa, mas a atividade da fração argila é alta - Ta ($Tr \geq 27 \text{ cmol}_c/\text{kg}$). O percentual de saturação por sódio é baixo. A Tabela IV.14 apresenta um resumo das interpretações dos cálculos analíticos pedológicos do solo antes e após inundação.

Tabela IV.14 - Resumo das interpretações dos cálculos analíticos pedológicos do solo antes e após inundação.

Análise Química	Solo Natural	Solo após inundação com:						
		Água Dest.	Água Sanit.	Chorume	Detergente	Esgoto Bruto	Óleo de Soja	Sabão em Pó
pH	ácido	ácido	ácido	levemente ácido*	ácido	ácido	ácido	levemente ácido*
C.E.	baixo	baixo	baixo	salino*	baixo	baixo	baixo	salino*
V	mesoeutrófico	mesodistrófico*	mesoeutrófico	mesodistrófico*	mesodistrófico*	mesoeutrófico	hipodistrófico*	mesoeutrófico
m	não álico	não álico	não álico	não álico	não álico	não álico	álico*	não álico
RC	não ácrico	não ácrico	não ácrico	não ácrico	não ácrico	não ácrico	não ácrico	não ácrico
CTC	baixo	baixo	baixo	baixo	baixo	baixo	baixo	baixo
Tr	Ta	Ta	Ta	Ta	Ta	Ta	Ta	Ta
$100 \frac{\text{Na}^+}{\text{T}}$	baixo	baixo	solódico*	solódico*	baixo	solódico*	baixo	sódico*

* mudanças em relação ao solo natural.

Após a inundação do solo com Água Destilada, Chorume, solução a base de Detergente Líquido e Óleo de Soja, o solo apresentou grau de saturação por bases baixo ($V < 50\%$), determinando o caráter distrófico, um solo pouco ou muito pouco fértil e sem reservas nutrientes para os vegetais, estando inserido na classificação do novo sistema (EMBRAPA, 1999) nos mesodistrófico ($35\% \leq V < 50\%$), exceto o solo inundado com Óleo de Soja, classificado como hipodistrófico ($V < 35\%$). Os solos inundados com solução a base de Água Sanitária, Esgoto Bruto e solução a base de Sabão em Pó permaneceram com o caráter eutrófico do solo natural, e inseridos nos mesoeutrófico ($75\% \leq V < 50\%$).

O percentual de saturação por alumínio permaneceu baixo ($m < 50\%$), caracterizando o solo como não álico após a inundação com todos os líquidos, exceto com o Óleo de Soja. O solo após inundação com Óleo de Soja apresentou percentual de saturação por alumínio maior que 50%, concomitante com o teor de $\text{Al}^{3+} \geq 0,5 \text{ cmol}_c/\text{kg}^{-1}$, classificando-o como álico, que determina um nível tóxico para as plantas.

Quanto à retenção de cátions, à capacidade de troca catiônica do solo, e à atividade da fração argila, o solo após inundação com todos os líquidos permaneceu com as mesmas características do solo natural; caráter não ácrico, capacidade de troca catiônica do solo baixa, e atividade da fração argila alta - T_a ($Tr \geq 27 \text{cmol}_c/\text{kg}$).

O percentual de saturação por sódio permaneceu baixo após inundação com Água Destilada, solução a base de Detergente Líquido e Óleo de Soja; teve um aumento, vindo a ser considerado como solódico ($6\% \leq \text{Na}^+/\text{CTC} < 15\%$) (PRADO, 2005 apud ESTADOS UNIDOS, 1954) após inundação com solução a base de Água Sanitária, Chorume e Esgoto Bruto; e vindo a ser considerado como sódico ($\text{Na}^+/\text{CTC} \geq 15\%$) (PRADO, 2005 apud FAO, 1974) após inundação com solução a base de Sabão em Pó.

4.6 FATORES QUE INFLUENCIAM NO COLAPSO

4.6.1 INFLUÊNCIA DA UMIDADE INICIAL E PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO

Um solo com determinado peso específico aparente seco e tensão vertical de inundação tem maiores potenciais de colapso quando está submetido a sucções mais elevadas, quanto menor sua umidade antes da inundação. Há uma tendência ao aumento do potencial colapso do solo, também, para menores pesos específicos, com o solo submetido a determinada umidade inicial e tensão vertical de inundação.

Com a Areia Amarelo-Avermelhada submetida a duas condições de compactação, com $\gamma_s = 16,50 \text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$, e com $\gamma_{\text{smáx}} = 19,25 \text{kN/m}^3$ e $w_{\text{ot}} = 8,85\%$, observou-se que o solo deixou de apresentar colapso com o aumento de peso específico aparente seco e umidade inicial. Neste caso, ficou evidenciado que uma boa compactação é suficiente para estabilizar o solo, não ocorrendo colapso nem através da interação físico-química entre o solo e os líquidos contaminantes utilizados para inundação. A Figura IV.27 mostra a importância da influência da umidade inicial e peso específico aparente seco no comportamento de colapso, com o solo inundado com solução a base de Sabão em Pó. O solo compactado, com $\gamma_{\text{smáx}} = 19,25 \text{kN/m}^3$ e $w_{\text{ot}} = 8,85\%$, após inundação com solução a base de Sabão em Pó sob tensão de 320kPa, apresentou o Potencial de Colapso de 0,178%,

valor máximo entre os líquidos experimentados, considerado insignificante. No entanto, quando o solo foi compactado com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$, apresentou o valor de Potencial de Colapso de 4,817% sob a mesma tensão.

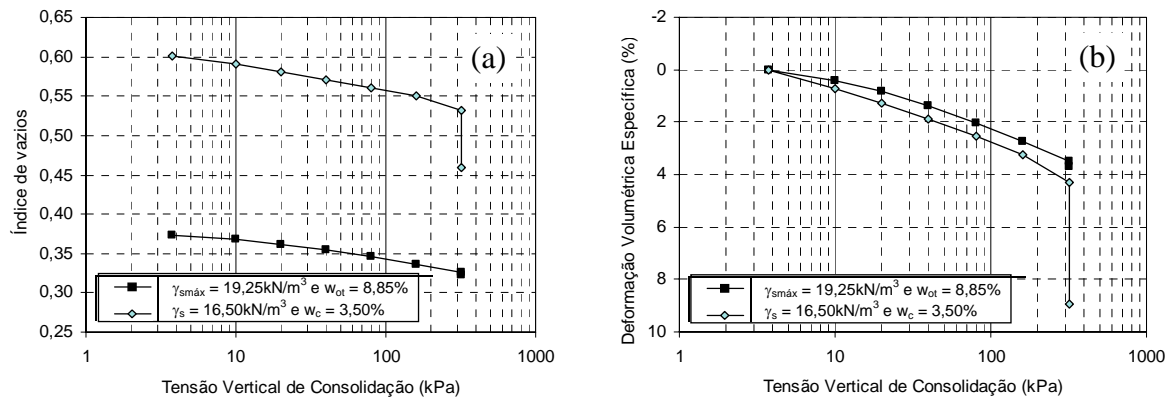


Figura IV.27 – Comparação das curvas: a) e versus σ_v (log); e b) versus σ_v (log) dos ensaios edométricos simples do solo compactado com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$, e com $\gamma_{smáx} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$ - inundado com solução a base de Sabão em Pó.

4.6.2 INFLUÊNCIA DA TENSÃO VERTICAL DE INUNDAÇÃO

O potencial de colapso do solo depende da tensão a que está submetido no momento da inundação, geralmente tende a aumentar quanto maior for a tensão vertical de inundação, até alcançar um valor máximo, a partir do qual tende a diminuir. A influência de diferentes tensões verticais de inundação nos Potenciais de Colapso foi analisada através de ensaios edométricos simples com a Areia Amarelo-Avermelhada compactada na primeira condição, com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,50\%$. Observa-se que os valores dos Potenciais de Colapso crescem com o acréscimo de tensão, atingindo um valor máximo na tensão de 640kPa, com qualquer líquido utilizado para inundação, conferido nas curvas ε_c versus σ_v log, da Figura IV.17, ou através da Tabela IV.6. Observa-se também uma tendência à redução da taxa de crescimento a partir da tensão de 320kPa, sem apresentar comportamento de pico, conforme comentado anteriormente.

4.6.3 INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DOS LÍQUIDOS

POTENCIAL HIDROGENIÔNICO - pH

O pH dos líquidos utilizados para inundação nos ensaios edométricos simples e duplos, apresentados na Tabela IV.2, são confrontados com os potenciais de colapso significativos do solo ($\epsilon_c \times \text{pH}$), referentes às tensões de 160, 320 e 640kPa, mostrados nas Figuras IV.28; IV.29; e IV.30, respectivamente. Observa-se a tendência a Potenciais de Colapso mais altos para líquidos com pH mais alcalinos, principalmente nos edométricos duplos. No entanto, os coeficientes de correlação das equações, apresentadas nos gráficos das Figuras IV.28 a IV.30, indicam que as retas não ajustam adequadamente os valores medidos (baixos valores de R^2).

O solo natural é ácido, com pH igual a 4,19 e os fluidos de inundação têm pH que variam de 4,5 a 10,38. O Óleo de Soja tem pH muito próximo ao pH do solo e não causou colapso quando utilizado para inundação, mas é importante salientar que este fator foi observado em conjunto com outras características do líquido, conforme comentado anteriormente. Os valores dos Potenciais de Colapso foram próximos ao do solo inundado com Água Destilada quando o solo foi inundado com líquidos de pH próximos ao neutro, exceto com o Chorume, sob determinadas tensões nos ensaios edométricos simples.

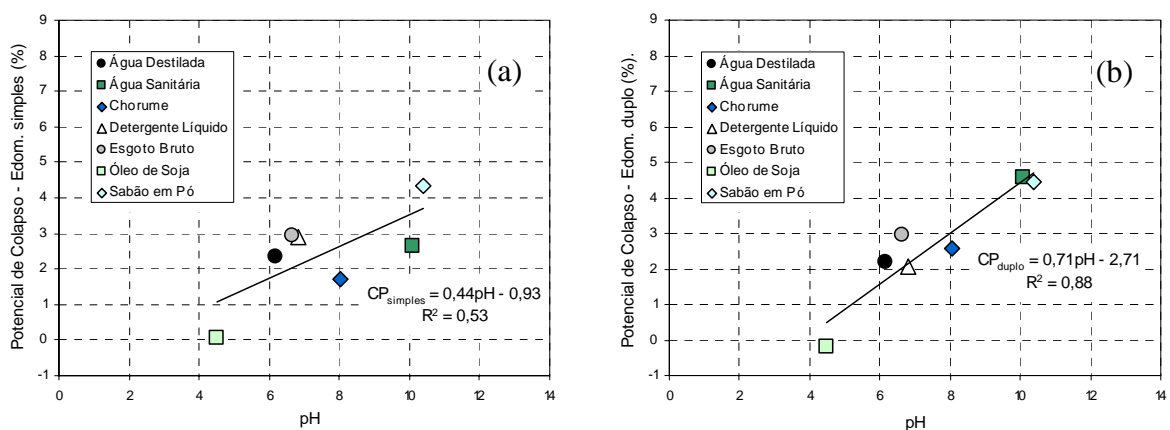


Figura IV.28 - Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 160kPa, com o pH dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.

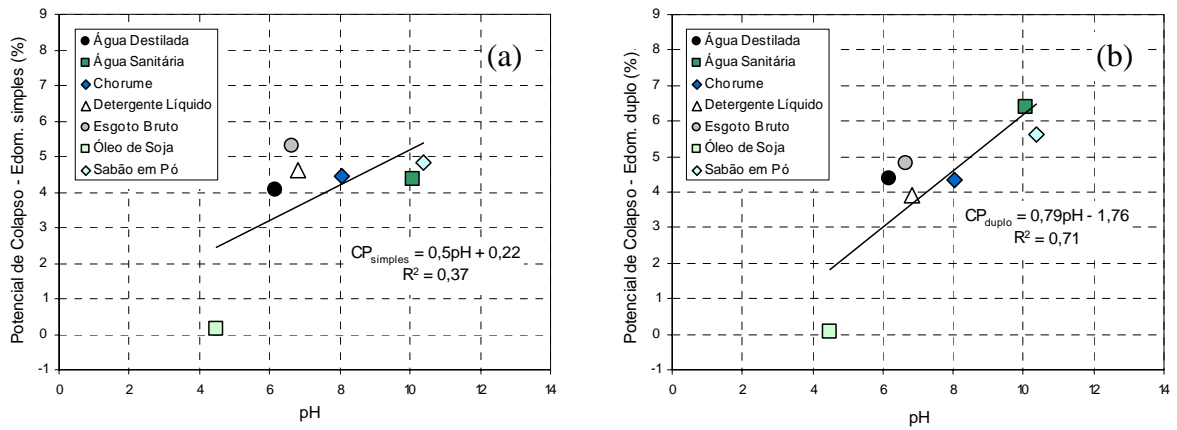


Figura IV.29 - Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 320kPa, com o pH dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.

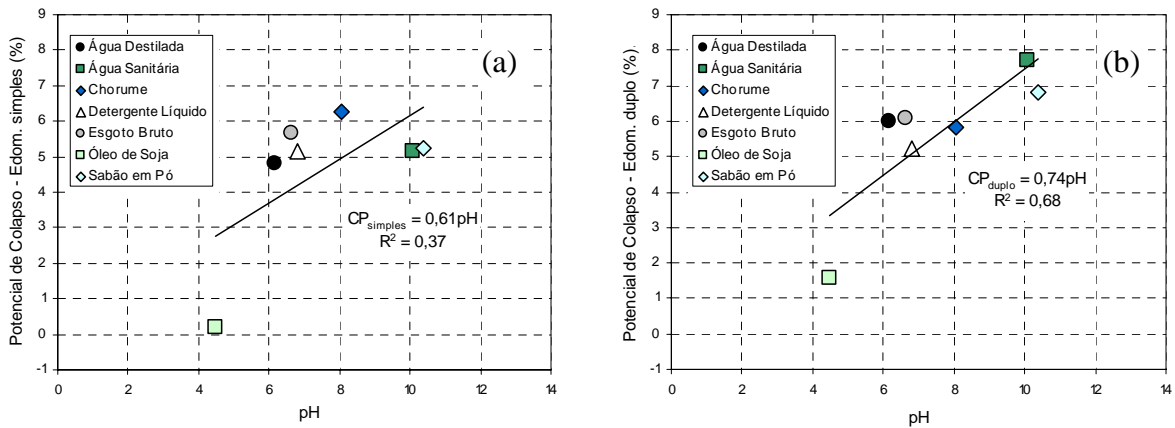


Figura IV.30 – Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 640kPa, com o pH dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.

TENSÃO SUPERFICIAL

A influência da tensão superficial dos líquidos utilizados para inundação do solo, apresentados na Tabela IV.2, é analisada durante a inundação nos ensaios edométricos simples. Quanto menor a tensão superficial, maior o potencial de molhabilidade do solo, no entanto, a interação entre solo e líquido ocorre de forma mais lenta. Este fato pode ser observado na Figura IV.31, através das curvas de deformação de colapso com o tempo ($\epsilon_c \times t \log$) para a inundação do solo sob tensão de 160kPa. Os solos inundados com líquidos com tensões superficiais mais baixas: solução a base Detergente Líquido; Esgoto Bruto; e solução a base de Sabão em Pó levaram mais tempo para processar as deformações.

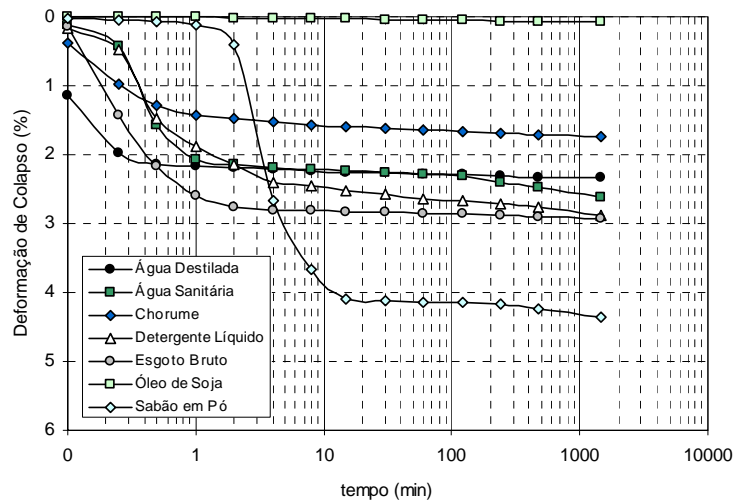


Figura IV.31 – Curvas ϵ_c versus t (log) com σ_{vi} de 160kPa, com diferentes líquidos.

CONDUTIVIDADE

A condutividade elétrica dos líquidos utilizados para inundação, apresentados na Tabela IV.2, influencia na mobilidade dos íons no solo. O solo possui baixa condutividade elétrica no extrato de saturação ($133\mu S$), no entanto, apresentou Potenciais de Colapso mais altos quando inundado com líquidos de boa condutividade, evidenciando a Capacidade de Troca de Cátions das argilas. Estes resultados podem ser verificados nas Figuras IV.32; e IV.33, através da comparação dos Potenciais de Colapso, dos ensaios edométricos simples e

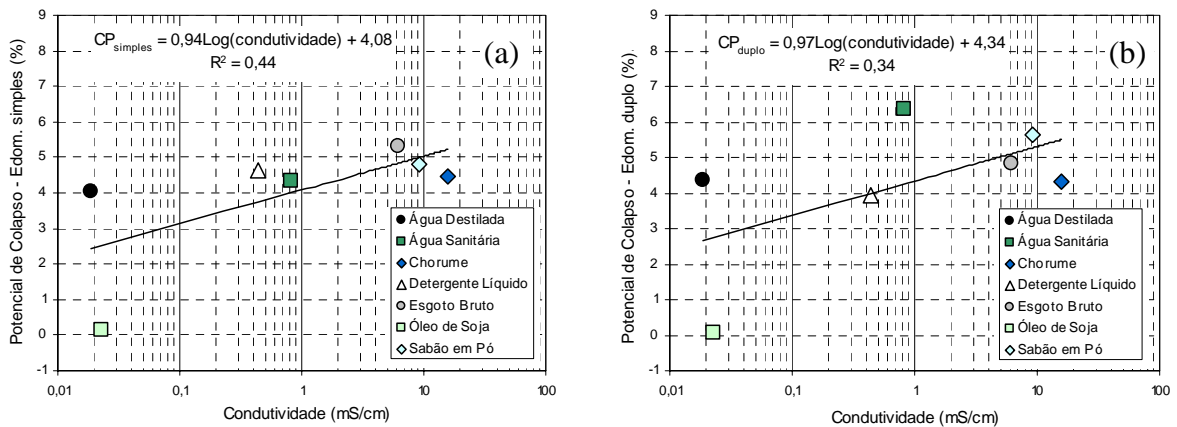


Figura IV.32 - Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 320kPa, com a condutividade dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.

duplos, referentes às tensões de 320 e 640kPa, respectivamente, com as condutividades dos líquidos (ϵ_c x condutividade log). Observa-se uma leve tendência a Potenciais de Colapso mais altos quanto maior a condutividade do líquido de inundação, principalmente nos edométricos simples.

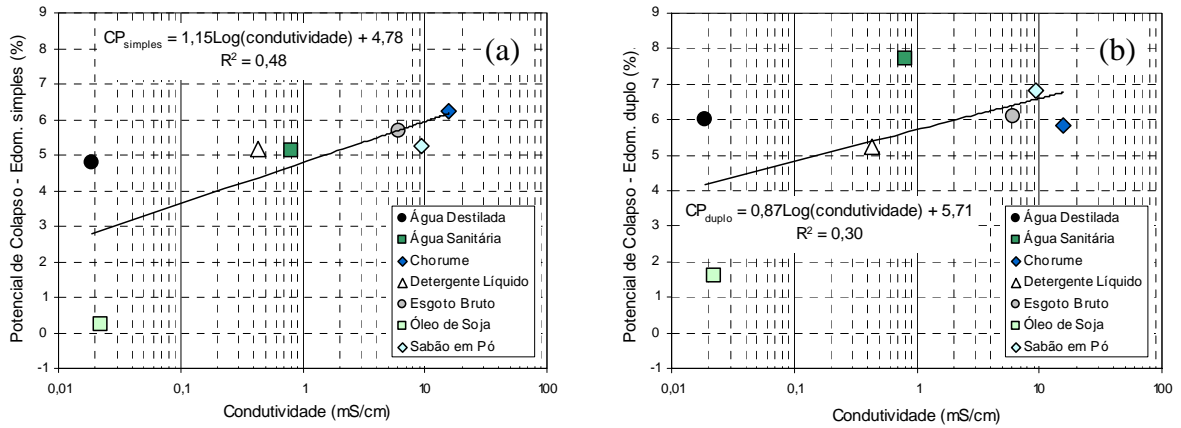


Figura IV.33 - Variação do potencial de colapso do solo sob tensão de 640kPa, com a condutividade dos líquidos de inundação dos ensaios edométricos: a) simples; e b) duplo.

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

A análise granulométrica da Areia Amarelo-Avermelhada de Petrolândia-PE, com e sem o uso do defloculante, indica um solo constituído, predominantemente, de areia com granulometria muito uniforme e mal graduado. Sendo, 1% de areia grossa; 16% de areia média; 71% de areia fina; 3% de silte; e 9% de argila. O solo é não líquido e não plástico, se enquadrando no grupo SM, areia siltosa, na classificação do SUCS. O valor do peso específico aparente seco máximo, obtido na energia do Proctor Normal, é de $19,25\text{kN/m}^3$, na umidade ótima de 8,85% e grau de saturação de 62,77%.

A metodologia utilizada para a moldagem das amostras (controle de umidade, molde de compactação, controle dos pesos dos corpos de prova e técnica de compactação estática) resultou em corpos de prova com reprodutividade das condições esperadas, apresentando índices físicos com pequena variação de valores em relação aos desejados.

A compressibilidade do solo compactado, com peso específico aparente seco de campo (γ_s) $16,50\text{kN/m}^3$ e umidade natural (w_c) 3,5% constante, é pequena. A variação da deformação volumétrica específica (ϵ_v) com a tensão vertical de consolidação no solo, foi de 4,85% com acréscimo da tensão vertical (3,75 a 640kPa). A compressibilidade do solo compactado, com peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{smáx}$) $19,25\text{kN/m}^3$ e umidade ótima (w_{ot}) 8,85% constante, foi cerca de 4,2% com acréscimo da tensão vertical (3,75 a 320kPa).

Nos ensaios edométricos simples, para o solo compactado na primeira condição, com $\gamma_s = 16,50\text{kN/m}^3$ e $w_c = 3,5\%$, a inundação do solo com Água Destilada, sob tensão de 640kPa, provocou um Potencial de Colapso de 4,8%. Enquanto, os maiores valores de Potencial de Colapso foram de 6,2 e 5,7%, verificados após a inundação do solo, sob tensão de 640kPa, com Chorume e Esgoto Bruto, respectivamente. Esses resultados indicam que o colapso do solo está associado não só à redução da sucção, como também, às interações físico-

químicas entre solo e líquido de inundação. Este fato sugere que a infiltração de diferentes líquidos por vazamentos acidentais por rupturas de reservatórios e tubulações pode provocar colapso do solo maior que os ocasionados na estação chuvosa.

Nos ensaios edométricos simples, para o solo compactado na segunda condição, com $\gamma_{sm\acute{a}x} = 19,25\text{kN/m}^3$ e $w_{ot} = 8,85\%$, a inundação do solo, sob tensão de 320kPa, provocou um Potencial de Colapso máximo de 0,2%, com a solução a base de Sabão em Pó. Esses resultados mostram que a melhoria das características geotécnicas do solo através de uma boa compactação além de reduzir a compressibilidade, minimiza deformações por colapso, caso haja um aumento no teor de umidade do solo.

Nos ensaios edométricos duplos, com acréscimo da tensão vertical de consolidação (3,75 a 640kPa), a variação da deformação volumétrica específica do solo (ϵ_v) de 4,85%, na umidade natural, aumentou para 10,5% no final do carregamento com o solo inundado com Água Destilada, uma compressibilidade de 2,17 vezes a do solo natural, referente a um Potencial de Colapso de 6%.

As maiores deformações volumétricas foram 12,1 e 11,3%, referentes aos Potenciais de Colapso 7,7 e 6,8%, verificados com o solo inundado com os líquidos de pH alcalino, as soluções a base de Água Sanitária e a base de Sabão em Pó, respectivamente. As demais deformações se apresentaram próximas à do solo inundado com Água Destilada, para os líquidos de pH próximos ao neutro; enquanto o Óleo de Soja, de pH ácido, praticamente não gerou colapso.

Os módulos edométricos crescem com o acréscimo de tensão vertical tanto no solo sem inundação quanto no solo inundado no início do ensaio. Para os intervalos de tensão superiores ao de 20 a 40kPa, os módulos edométricos são menores que no solo natural compactado para todos os líquidos de inundação, exceto para o Óleo de Soja, que ficaram muito próximos ao do solo natural, até o intervalo de tensão de 160 a 320kPa.

Nos ensaios edométricos simples e duplos, os valores dos Potenciais de Colapso crescem com o acréscimo de tensão vertical de consolidação, havendo uma tendência à redução da taxa de crescimento a partir da tensão de 320kPa. O solo não apresentou comportamento

de pico, as tensões máximas adotadas nos ensaios não foram suficientes para provocar uma redução da deformação de colapso. Os Potenciais de Colapso medidos através dos ensaios edométricos duplos são 11% superiores aos obtidos a partir dos edométricos simples.

As propriedades físico-químicas dos líquidos utilizados para inundação do solo mostraram influência na interação com o solo. Quanto menor a tensão superficial do líquido, maior o potencial de molhabilidade do solo, no entanto, a interação solo-líquido ocorre de forma lenta; os líquidos de pH alcalino mostraram uma tendência a produzir Potenciais de Colapso do solo mais altos, principalmente nos ensaios edométricos duplos; e os líquidos com maiores condutividades apresentaram uma leve tendência a definir Potenciais de Colapso do solo mais altos, principalmente nos ensaios edométricos simples.

A análise química do solo natural e após inundação com os líquidos contaminantes mostraram alterações significativas nos valores do pH, que passou de ácido para praticamente neutros após inundação com Chorume e solução a base de Sabão em Pó; na Condutividade Elétrica no Extrato de Saturação, que passou de condutividade baixa para salino após inundação com Chorume e solução a base de Sabão em Pó; no grau de saturação por bases, passando de eutrófico para distrófico após inundação com Água Destilada, Chorume, solução a base de Detergente Líquido, e Óleo de Soja; na saturação por alumínio, passando de não álico para álico após inundação com Óleo de Soja; e na saturação por sódio, que passou de baixo percentual para caráter solódico após inundação com solução a base de Água Sanitária, Chorume e Esgoto Bruto, e sódico após inundação com solução a base de Sabão em Pó.

Concluiu-se que o colapso da Areia Amarelo-Avermelhada depende da sua estrutura, das variações dos estados de tensões impostas e das interações físico-químicas do líquido de inundação com os vínculos estruturais, podendo aumentar seu Potencial de Colapso, quando inundado por líquidos contaminantes.

5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Algumas sugestões são feitas para dar continuidade a este trabalho:

Analisar a influência da interação solo-líquido com solos alcalinos e percolantes de pH ácidos, neutros e alcalinos.

Analisar cada fator que influencia na colapsabilidade do solo de forma isolada, fazendo com que os demais fatores possam permanecer constantes.

Analisar a influência das interações físico-químicas de diferentes líquidos no colapso desse solo através da sua percolação após o colapso do solo com Água Destilada.

Ampliar o estudo geotécnico relacionado ao colapso dos solos, tentando sempre reproduzir as condições de campo, e as possíveis causas geradoras.

Realização de um estudo similar ao desta pesquisa em outro campo experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABELEV, Y.M. (1931). “Provisional Instruction for the Design and Construction of Structure on Loessial Soils”. *Stroitel'naya Prorrysshemost*, vol. 7, pp. 368-370.
- ABELEV, Y.M. (1948). “The Essentials of Designing and Building on Microporous Soils”. *Stroitel'naya Promyshlemast*, nº10.
- AITCHISON, G.D. (1973). “Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansible and Others)”. In: VIII Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow, vol.3, pp. 161-189.
- ALONSO, E.E., GENS, A. & HIGHT, D.W. (1987). “Special Problem Soils”. Proc. of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Dublin, General Report, Section 5, pp. 5.1-5.60.
- AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION – APHA (1995). “Standard Methods for Examination of Water and Wastewater” 19th ed. USA, AWWA, WEF.
- AMORIM, S.F. (2004). “Contribuição à Cartografia Geotécnica: Sistema de Informações Geográficas dos Solos Expansivos e Colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC-PE)”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Agosto, 246p.
- ANALION (2005). “Aparelhos e Sensores Industria e Comércio”. Engenharia de Aplicações. Disponível na Internet: <http://www.analion.com.br/condutividade>.
- ARAGÃO, C.J.G. & MELO, A.C. (1982). “Fundações Rasas em Solos Colapsíveis – um Caso no Semi-árido de Pernambuco”. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 7, Olinda. Anais, ABMS, vol. 2, Setembro, pp. 19-40.

- ARMAN, A. & THORNTON, S.I. (1972). "Identification of Collapsible Soils in Louisiana". Highway Research Record, nº 426, pp. 14-22.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABTN. NBR 7181 (1984a). "Solo: Análise Granulométrica Conjunta". Rio de Janeiro, 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABTN. NBR 6459 (1984b). "Solo: Determinação do Limite de Liquidez". Rio de Janeiro, 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABTN. NBR 7180 (1984c). "Solo: Determinação do Limite de Plasticidade". Rio de Janeiro, 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABTN. NBR 6508 (1984d). "Solo: Determinação da Massa Específica Aparente". Rio de Janeiro, 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABTN. NBR 7182 (1986). "Solo: Ensaio de Compactação". Rio de Janeiro, 10p.
- BALLY, J.L.; ANTONESCU, I.P.; ANDREI, S.V.; DRON, A. & POPESCU, D. (1973). "Hidrotechnical Structures on Loessial Collapsible Soils". Proceedings VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engineering, Moscow, vol. 2-2, pp. 17-22.
- BARDEN, L., MADEDOR, A.O. & SIDES, G.R. (1969). "Volume Change Characteristics of Unsaturated Clay". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 95, nº SM1, pp.33-52.
- BARDEN, L., MCGOWN, A. & COLLINS, K. (1973). "The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil". Engineering Geology, vol. 7, pp. 49-60.
- BASMA, A.A. & TUNCER, E.R. (1992). "Evaluation and Control of Collapsible Soils". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 118, nº 10, October, pp. 1491-1504.

- BLIGHT, G.E. (1983). "Aspects of the Capillary Model for Unsaturated Solis". Proc. 7th Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Haifa, vol. 1, pp. 3-7.
- BRANDON, T.L., DUNCAN, J.M. & GARDNER, W.S. (1990). "Hidrocompression Settlement of Deep Fills". Journal of Geotechnical Engineering, vol 116, n° 10, October, pp. 1536-1548.
- BREWER, R. e PAWLUK, S. (1975). "Investigations of Some Soils Developed in Hummocks of the Canadian Subartic on Southernartic Regions". Part 1. Morphology and Micromorphology. Can. Jnl. Sci., Ottawa, vol. 55, pp. 301-319.
- BREWER, R. (1976). "Fabric and Mineral Analysis of Soils. Robert E. Kinge Pub. Co., Huntington, NY.
- BURLAND, J.B. (1965). "Some Aspects os the Mechanics Behavior of Partly Saturated Soils. In Moisture and Moistures Change in Soils Beneath Covered Areas". Butterworts, Sydney, Australia, pp. 270-278.
- BUREAU OF RECLAMATION. Design of Small Dams (1964 e 1974). United States Departament of the Interior.
- CARVALHO, J.C., NUNES, P.M., BERBERIAM, D. & FERREIRA, E.S. (1987). "Influencia Del pH Del Líquido de Saturación en la Colapsabilidad". VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Cartagena, Colombia, vol. 2, pp. 1-8.
- CARVALHO, J.C. (1994). "Considerações Sobre o Estudo e Análise do Colapso de Solos Porosos Naturais". Simpósio Sobre Solos Não Saturados, 2, Recife, pp. 99-104.
- CASAGRANDE, A. (1932). "The structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering". Journal Boston Soc. Of Civil Engrs., 19(4), pp.168-209.

- CINTRA, J.C.A. (1998). “Fundações em Solos Colapsíveis”. Escola de Engenharia de São Carlos –SP, 106p.
- CLEMENCE, S.P. & FINBARR, A.O. (1981). “Design Considerations for Collapsible Soils”. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 107, nº GT3, March, pp. 305-317.
- COLLARES, A.C.Z.B. & VILAR, O.M. (1998). “A Influencia do pH do Fluido de Saturação no Colapso dos Solos”. XI COGRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11, Brasília, pp. 123-129.
- COLLINS, K. & MCGOWN, A. (1974). “The Form and Function of Microfabric Features in a Variety of Natural Soils”. *Geotechnique*, London, vol. 24, nº 2, pp. 223-254.
- CRUZ, P.T.; FERREIRA, R.C. & PERES, J.E.E. (1994). “Análise de Alguns Fatores que Afetam a Colapsividade dos Solos Porosos”. X CONBRASEF, Foz do Iguaçu, vol. 4, pp. 1127-1134.
- DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A.R. (1994). “Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends”. *Proc. of the XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New Delhi, India, January, Vol. 1, pp. 143-146.
- DE MARTONE, E. (1941). “Nouvelle Carte Mondiale de L’aridite – La Météorologie et Physique du Globe – Societé Météorologique de France – Paris.
- DENISOV, N.Y. (1951). “The Engineering Properties of Loess and Loess Loan”. Gosstroizdat, Moscow.
- DERBYSHIRE, E. & MELLORS, T.W. (1988). “Geological and Geotechnical Characteristics of Some Loess and Loessic Soils from China and Britain: a Comparison”. *Engineering Geology*, vol. 25, nº 2-4, June, pp. 135-175.

- DUDLEY, J.H. (1970). "Review of Collapsing Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, nº SM3, Mayo, pp. 925-947.
- EMBRAPA/SNLCS - EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (1979). "Manual de Métodos de Análises de Solo". Rio de Janeiro - RJ.
- EMBRAPA - EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (1999). "Sistema Brasileiro de Classificação de Solos". Centro Nacional de Pesquisa de Solos, Rio de Janeiro, 412p.
- ESTADOS UNIDOS (1951). "Soil Survey Manual". Department of Agriculture. Soil Survey Division. Soil Conservation Service. Soil Survey Staff. Washington, USDA, Agriculture Handbook, 18, 503p.
- ESTADOS UNIDOS (1954). "Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils". Department of Agriculture. Agricultural Research Service. Soil and Water Conservation Research Branch. Salinity Laboratory Staff. Washington, USDA, Agriculture Handbook, 60, 160p
- FAO (Roma, Itália) (1974). "Soil Map of the World: 1:5.000.000 legend". Paris: Unesco, vol. 1.
- FEDA, J. (1966). "Structural Stability of Subsident Loess Soil from Prahadejvice". Engineering Geology, vol.3, pp. 201-219.
- FERREIRA, S.R.M. (1990). "Banco de Dados de Solos Especiais - Colapsíveis em Pernambuco". IX COBRAMSEF. Salvador -BA, pp. 81-87.
- FERREIRA, S.R.M. (1993). "Aplicações da Classificação e Levantamentos Pedológicos aos Estudos dos Solos Colapsíveis e Expansivos". Revista Ciência e Tecnologia na Universidade Federal de Uberlândia. Vol. 1, pp. 119-136.

- FERREIRA, S.R.M. & LACERDA, W.A. (1993). “Variações de Volume em Solo Colapsível Medidas Através de Ensaio de Laboratório e de Campo”. *Revista Solos e Rochas*, vol. 16, nº 4, pp. 245-253.
- FERREIRA, S.R.M. (1994). “Técnicas de Ensaio e Fatores Influentes nas Medidas de Deformação de Solos Colapsíveis e Expansivos”. *Simpósio Sobre Solos Não Saturados*, 2, Recife, pp. 19-29.
- FERREIRA, S.R.M. (1995). “Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação”. Tese de Doutorado. COOPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Março, 379p.
- FERREIRA, S.R.M. (2005). “Solos Colapsíveis do Nordeste”. *Geotecnia no Nordeste*. Recife: Editora Universitária da UFPE. pp. 365-395.
- FERREIRA, S.R.M., FUCALE, S.P. & AMORIM, S.F. (1998). “Comportamento de Variação de Volumes em Solos Colapsíveis Avaliados por Meio de Ensaio de Campo”. *XI COCRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, 11, Brasília, pp. 171-178.
- FREDLUND, D.G. (1979). “Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriated Concepts and Technology for Unsaturated Soils”. *Can. Geot. Jnl.* 16, nº 1, pp. 121-139.
- FREDLUND, D.G. (1998). “Bringing Unsaturated Soil Mechanics Into Engineering Practice”. *Unsaturated Soil*. Beijing, China, vol. 2, pp. 1-36.
- FUCALE, S.P. (2000). “Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco”. *Dissertação de Mestrado*, UFPE, Recife, Janeiro, 138p.
- FUTAI, M.M. (1997). “Análise de Ensaio Edométrico com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis”. *Dissertação de Mestrado*, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

- GARCIA, J.R.; SOUZA, A.; RODRIGUES, R.A. & LOLLO, J.A. (2004). “Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Colapsível Frente a Diferentes Fluidos de Inundação Objetivando-se seu Efeito em Fundações Rasas”. V SEFE - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, pp. 245-256.
- GIBBS, H.J. e BARA, J.P. (1962). "Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Tests". Special Technical Publication, nº 322, ASTM, Philadelphia.
- GIBBS, H.J. & BARA, J.P. (1967). “Stability Problems of Collapsing Soils”. Journal of the Soil Mech. and Found. Div., vol.93, nº 4, pp. 557-594.
- GUIMARÃES NETO, J.S.F. (1997). “Análise de Alguns Fatores que Influenciam a Colapsibilidade de um Solo Compactado Devido à Inundação”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Agosto, 107p.
- GUIMARÃES NETO, J.S.F. & FERREIRA, S.R.M. (1998).”Colapso Devido à Inundação em Solos Compactados”. XI COGRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11, Brasília, pp. 165-170.
- HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N. & SPADOLA, D.J. (1988). “Prediction of Field Collapse of Soils Due to Wetting”. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, nº 1, January, pp. 40-58.
- HOUSTON, S.L. (1996) “Foundations and Pavements on Unsaturated Soils – Part One: Collapsible Soils”. Unsaturated Soils, Alonso & Delage eds., pp. 1421 -1439.
- IBGE (2000). “Resultados da Amostra do Censo Demográfico 2000”. Malha Municipal Digital do Brasil. Fundação IBGE, Rio de Janeiro.
- IGNATIUS, O. & SOUZA PINTO, C. (1991). “Comportamento de um Solo em Presença Afluente Químico a Base de Soda Cáustica”. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos, REGEO’91, vol. 1, Rio de Janeiro, pp. 233-241.

- INGLES, O.G. & AITCHISON (1969). "Soil-Water Disequilibrium as a Cause of Subsidence in Natural Soils and Earth Embankments". International Symposium on Land Subsidence, Tokio, AIKS Publication, n° 89, vol. II, 342p.
- JENNINGS, J.E.B. & BURLAND, J.B. (1962). "Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils". *Geotechnic*, vol. 12, n° 2, pp. 125-144.
- JENNINGS, J.E.B. & KNIGHT, K. (1957). "The Additional Settlement of Foundations Due to Collapse of Structure of Sandy Subsoil on Wetting". Fourth Int. Conf. On Soil Mech. and Found. Engrg., vol. 1, pp. 316-319.
- JENNINGS, J.E.B. & KNIGHT, K. (1975). "A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure". Proceedings IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, pp. 99-105.
- JIMENEZ SALAS, J.A., JUSTO, J.L., ROMANA, M. & FARACO, C. (1973). "The Collapse of Gypseus Silts and Clays of Low Plasticity in Arid and Semiarid Climates". Proceedings 8th International Conference on Soils Mechanic and Foundation Engineering, Moscow, pp. 161-190.
- KASSIF, G. e HENKIN, E.N. (1967). "Engineering and Physico-Chemical Properties Affecting Pipping Failure of Loess Dams in The Negev". Proceedings of the III Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, vol.1, pp. 13-16.
- KNIGHT, K. (1961). "The Collapse of Sandy Subsoils on Wetting". MSc. Thesis, University of Witwatersrand, Unpublished.
- KNODEL, P.C. (1981). "Construction of Large Canal on Collapsing Soils". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of ASCE*, vol. 107, n° GT1, pp. 79-94.

- KSV, Instruments (2001). "Sigma 70 – Instruction Manual". Helsink, Finland, August, 154p.
- LAMBE, T.W. (1951). "Soil Testing for Engineers". New York, J. Wiley, 165p.
- LAWTON, E.C., FRAGASZY, R.J. & HETHERINGTON, M.D. (1992). "Review of Wetting-Induce Collapse in Compacted Soil". Journal of Geotechnical Engineering, vol 116, nº 9, September, pp. 1376-1394.
- LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T. (1988). "Determination of Collapse Potential of Soils". Geotechnical Testing Journal. ASTM, vol. 11, nº 3, Setembro, pp. 173-178.
- LIMA, A.F. (2002). "Comportamento Geomecânico e Análise de Estabilidade de uma Encosta da Formação Barreiras na Área Metropolitana da Cidade do Recife". Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Abril, 186p.
- MAIO, C.R. (1961). "Considerações Gerais sobre a Semi-Aridez do Nordeste do Brasil". Revista Brasileira de Geografia, Rio de Janeiro, CNG, nº 4, 23, pp. 643-680.
- MARINHO, F. e PEREIRA, J.H.F. (1998). "Mini-Curso: Solos Não Saturados". XI COBRAMSEG, Brasília, Apostila, 65p.
- MARIZ, D.F. (1993). "Um Estudo Físico Químico Mecânico sobre o Colapso de Solos Residuais Sesquioxídicos Micro-Agregados do Planalto Central". Dissertação de Mestrado. COOPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Julho, 168p.
- MARIZ, D.F. & CASANOVA, F.J. (1994). "Alguns Aspectos Relevantes no Mecanismo de Colapso de Solos do Planalto Central". Simpósio Sobre Solos Não Saturados, 2, Recife, pp. 129-134.

- MARIZ, D.F. e CASTRO, F. J. C. O (1994). “Análise de Alguns Aspectos no Mecanismo de Colapso de Solos do Planalto Central”. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Foz de Iguaçu, Novembro, vol 4 , pp. 91-101.
- MASWOSWE, J. (1985). “Stress Path for a Compacted Soil During Collapse Due to Wetting”. Ph.D. Thesis, Imperial College. London.
- MATYAS, E.L. & RADHAKRISHNA, H.S. (1968) “Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils”. *Géotechnique*, vol. 18, nº 4, pp. 432 -438.
- MELO, J.G. (1980). “Estudo Hidrológico da Bacia Sedimentar do Jatobá (PE) Recursos Exploráveis e Dispositivos de Captação”. Tese de Mestrado Universidade Federal de Pernambuco, 332p.
- MELLO, V.F.B. (1973). “Mecânica dos Solos: Notas de Aula”. EPUSP.
- MENEZES, R.S. & FRAGA, M.B.T. (1994). “Solos Colapsíveis”. Simpósio Sobre Solos Não Saturados, 2, Recife, pp. 111-116.
- MIRANDA, A.N. (1988). “Behavior of Small Earth Dams During Initial Filling”. Ph.D. Thesis, Colorado State University, Fort Collins, United States, 223p.
- MITCHELL, J.K. (1993). “Fundamentals of Soil Behavior”. John Wiley y Sons, New York, 2nd Edition, 437p.
- MOLL, L.L. (1975). “Análise del Problema de los Suelos Colapsibles”. V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Buenos Aires – Argentina, pp. 359-370.
- MONTEIRO, P.C.L. (2005). “Estudo da Influência da Interação Solo-Líquido nas Características de Compressibilidade e Colapso de um Arenito Pleistocênico”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Janeiro, 97p.

- MORGENSTERN, N. & MATTAS, M.M. (1975). "Stability of Slopes in Residual Soil". 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. III.
- MUNSELL (1992). "Soil Color Charts". New Windsor: Macbeth Division of Kollmorgen Instruments Corp.
- NOBRE, E.M.G. (2004). "Estudo Experimental da Condutividade Hidráulica de Solo Argiloso Compactado: Contaminação por Gasolina". Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Setembro, 90p.
- NUÑEZ, E. (1975). "Suelos Colapseebles y Preconsolidados por Deseccacion". V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Buenos Aires – Argentina.
- OLIVEIRA, C.M.G. (2002). "Carta de Risco de Colapso de Solos para a Área Urbana do Município de Ilha Solteira (SP)." Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.
- PHIEN-WEJ, N.; PIENTONG, T. & BALASUBRAMANIAN, A.S. (1992). "Collapse and Strength Characteristics of Loess in Thailand". Engineering Geology, vol. 32, Elsevier Science, Amsterdam, pp. 59-72.
- PINTO, C.S. (2002). "Curso Básico de Mecânica dos Solos". Oficina de Textos. São Paulo, 2 ed., 355p.
- POPESCU, M.E. (1986). "A Comparison Between the Behavior of Swelling and of Collapsing Soils". Engineering Geology, vol. 23, nº 2, pp. 145-163.
- PRADO, H. (2005). "Solos do Brasil: Gênese, Morfologia, Classificação, Levantamento, Manejo". USP, Piracicaba, 4 ed., 281p.

- PRIKLONSKIJ, V.A. (1952). “Gruntovedenie - Utoraiwa Chast”. Gosgeolizdat, Moscow. 371p.
- REGINATTO, A.R. & FERRERO, J.C. (1973). “Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry”. Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow, vol. 2.2, pp. 177-183.
- RESENDE, M.; CURI, N.; REZENDE, S.V.; CORRÊA, G.F. (2002). “Pedologia: Base para Distinção de Ambientes”. NEPUT, Viçosa, 4 ed., 338p.
- RESNIK, Y.M. (1989). “Discursion of Determination of Collapse Potential of Soils”. Geotechnical Testing Journal, ASTM, vol. 12, nº 3, pp. 248-249.
- RODRIGUES, A.R. & LOLLO, J.A. (2004). “Características Estruturais, Fisiográficas e Mecânicas de Dois Perfis de Solos Colapsíveis de Ilha Solteira –SP, Brasil”. Solos e Rochas, São Paulo, vol. 27, nº 2, pp.131-146.
- SCHERARD, J. L. (1972). “Study of Piping Failures and Erosions from Rain in Clays Dams in Oklahoma and Mississippi”.
- SCHNAID, F. (2000). “Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações”. São Paulo, Oficina de Textos, 2000, 189 p.
- SOUZA NETO, J.B. (1998). “Características Geotécnicas do Solo Residual de Gnaisse da Encosta Espinhaço da Gata, PE-89, Machados-PE”. Dissertação de M.Sc., UFPE. Recife, 249p.
- SOUZA NETO, J.B. (2004). “Comportamento de um Solo Colapsível Avaliado a partir de Ensaio de Laboratório e Campo, e Previsão de Recalques devidos à Inundação (Colapso)”. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Agosto, 432p.

- STOOPS, J. G. & JONGERUS, A. (1975). "Proposal for a Micromorphological Classification of Soil Materials. A Classification of the Related Distribution of Fine and Coarse Particles", *Geoderma*, 13: pp.189-199.
- THORNTON, S.I & ARULANANDAN, K. (1975). "Collapsible Soils – State-of-the-Art". *Highway Geology Symposium*, vol. 26, pp. 205-219.
- URIEL, S. & SERRANO, A.A. (1973). "Geotechnical Properties of Two Collapsible Volcanic Soil of Low Bulk Density at the Site of Two Dams in Canary Islands (Spain)". 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow.
- VARGAS, M. (1973). "Structurally Unstable Soils in Southern Brazil". *Proc. of the 8th I.C.S.M.F.E.*, Moscow, vol. 2, pp. 239-246.
- VARGAS, M. (1978). "Introdução à Mecânica dos Solos". McGRAW -HILL do Brasil. São Paulo, vol.1, 509p.
- VASCONCELOS, R.P.R. (2001). "Mapa de Suscetibilidade de Solos Colapsíveis e Expansivos de Pernambuco". *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil*, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 93p.
- VILAR, O.M. (1994). "Deformações Volumétricas Induzidas por Redução de Sucção em um Solo Compactado". *Simpósio Sobre Solos Não Saturados*, 2, Recife, pp. 191-196.
- VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. (1981). "Solos Colapsíveis: Um Problema para a Engenharia dos Solos Tropicais". *Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*. Rio de Janeiro, Setembro, vol. 1, pp. 209-224.
- VILAR, O.M. & GAIOTO, N. (1994). "Comportamento Colapsível de um Solo Laterítico Compactado". *Simpósio Sobre Solos Não Saturados*, 2, Recife, pp. 185-190.

- VILAR, O.M. & MACHADO, S.L. (1997). “The Influence of Suction on Lateral Stress and on Collapse of a Non-Saturated”. Soil and Pavement Mechanics. Almeida eds., Balkema, Rotterdam, pp. 309-314.
- WOLLE, C.M.; BENVENUTO, C.; VICTORIO, F.C.; POLLA, C.M. & PULEGHINI, P. (1978). “Estudo Preliminar da Colapsividade dos Solos no Projeto Jaíba (MG)”. Anais II Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, São Paulo, vol. 1, pp. 179-193.
- ZUR, A. & WISEMAN, G. (1973) “A Study of Collapse Phenomena of an Undisturbed Loess”. Proceeding of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)