

✓

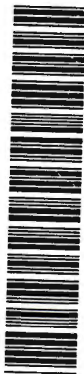
**A INFLUÊNCIA DE CARACTERÍSTICAS
QUÍMICAS DO FLUIDO DE SATURAÇÃO NO
COLAPSO DOS SOLOS**

ANA CARINA ZANOLLO BIAZOTTI COLLARES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar

DEDALUS - Acervo - EESC



31100016788



São Carlos
1997

Class.	TESE - EGSC
Curr.	1573
Tombo	777/98

311 00016788

at 0944371

C697i

Collares, Ana Carina Zanollo Biazotti

A influência de características químicas
do fluido de saturação no colapso dos solos/
Ana Carina Zanollo Biazotti Collares.
São Carlos, 1997


Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia
de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1997
Orientador: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar

1. Mecânica dos solos. 2. Solo colapsível. I. Título

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidata: Engenheira **ANA CARINA ZANOLLO BIAZOTTI COLLARES**

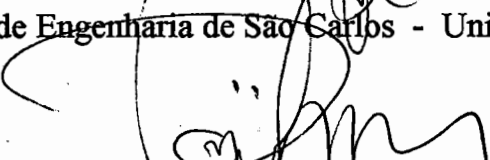
Dissertação defendida e aprovada em 17-12-1997
pela Comissão Julgadora:



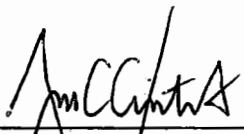
Prof. Associado **ORENCIO MONJE VILAR (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Associado **LÁZARO VALENTIN ZUQUETTE**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **SERGIO ANTONIO RÖHM**
(Universidade Federal de São Carlos - UFSCar)



JOSÉ CARLOS A CINTRA
Coordenador da Área de Geotecnia e
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Dedico este trabalho aos meus pais, Luiz Antonio e Maria Josefina, e ao meu marido, Eduardo, pelo amor e carinho sempre presentes.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dr. Orencio Monje Vilar, pela orientação, pela amizade, pela confiança depositada, pela paciência e pelo constante estímulo na realização deste trabalho.

Aos professores Dr. Lázaro Valentim Zuquette, Dr. Osni José Pejon e Dr. José Eduardo Rodrigues pela compreensão, pela amizade e pelas valiosas orientações no encaminhamento desta pesquisa.

A todos os demais professores do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) pelos conhecimentos transmitidos e pela amizade.

Ao professor Dr. Artur J. Motheo pelos ensinamentos de química e pelo incentivo.

Ao professor Dr. Paulo Veronesi e a colega Cacilda pelo auxílio prestado no desenvolvimento da pesquisa.

Ao professor e engenheiro Marcelo Longo Vidal pelos conhecimentos transmitidos na graduação, pela motivação e pela constante amizade.

Aos técnicos do Departamento de Geotecnia da EESC, Zé Luís, Oscar, Dito e Sr. Antônio pela convivência, amizade e companhia nos trabalhos de laboratório.

As secretárias Maristela, Regina e Fabiana, e a bibliotecária Silvia, pela paciência, amizade e convivência.

A Dona Rosa pelo alegre convívio, pelos conselhos e pela amizade.

Ao Sr. Erivelto Moreira, Toninho e Álvaro pelos auxílios prestados e pela amizade.

A todos os colegas de pós-graduação pelos momentos de descontração, pela amizade e compreensão.

A CAPES e a FAPESP pelo apoio financeiro.

A todos os amigos pelo carinho, amizade e apoio nos momentos difíceis.

Aos meus pais e a minha irmã, pelo grande amor e pelo incentivo às minhas iniciativas.

Ao meu marido pela infinita paciência, pelo apoio e compreensão em todos os momentos, pela amizade, respeito e pelo imenso carinho.

A Deus que sempre esteve presente.

A todos aqueles que contribuíram, de uma forma ou de outra, para o final de mais esta etapa,

“a minha eterna gratidão”

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iv
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
1 - INTRODUÇÃO	1
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 - Solos Colapsíveis	3
2.2 - Processos de Formação dos Depósitos Colapsíveis	6
2.3 - Estruturas Típicas dos Solos Colapsíveis	11
2.4 - Influência do Fluido de Saturação	15
2.5 - Ensaio de Identificação da Colapsibilidade	21
2.5.1 - Ensaio de Campo	21
2.5.2 - Microscopia	22
2.5.3 - Ensaio Químico e Difração de Raios-X	23
2.5.4 - Ensaio Edométrico	24
2.5.4.1 - Ensaio Edométrico Simples	24
2.5.4.2 - Ensaio Edométrico Duplo	26
2.6 - Critérios de identificação dos Solos Colapsíveis	30
2.6.1 - Critérios baseados nos Índices Físicos e Limites de Atterberg	30
2.6.1.1 - Critério de Denisov	30
2.6.1.2 - Critério de Priklonskij	31
2.6.1.3 - Código de Construção da União Soviética	31

2.6.1.4 - Critério de Gibbs & Bara	32
2.6.1.5 - Critério de Feda	33
2.6.1.6 - Critério de Kassif & Henkin	34
2.6.1.7 - Código de Obras da URSS	34
2.6.2 - Critério baseado em Ensaio de Dispersão	35
2.6.3 - Critério baseado no Teor de Finos	35
2.6.4 - Critério baseado em Ensaio de Campo	36
2.6.5 - Identificação do Colapso pelas Equações de Basma & Tuncer	37
2.6.6 - Critério baseado nos Ensaio Edométricos	38
3 - MATERIAIS E MÉTODOS	42
3.1 - Amostragem	42
3.2 - Ensaio de Caracterização e Compactação	43
3.3 - Caracterização Mineralógica	43
3.4 - Ensaio Edométricos	44
3.4.1 - Ensaio Edométricos com Amostras Compactadas	45
3.4.2 - Ensaio Edométricos com Amostras Indeformadas	46
3.4.3 - Fluidos de Inundação	46
3.4.3.1 - O pH dos fluidos de inundação	48
3.4.3.2 - A constante dielétrica dos fluidos de inundação	48
3.5 - Ensaio de Peneiramento com Lavagem	50
4 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	51
4.1 - Aspectos Econômicos e Fisiográficos das regiões estudadas ...	51
4.2 - Aspectos Geológicos e Pedogênicos	52
4.3 - Ensaio de Caracterização e Compactação	54
5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	58
5.1 - Ensaio Edométricos	58
5.1.1 - Ensaio com amostras compactadas	58
5.1.2 - Ensaio com amostras indeformadas	65

6 - CONCLUSÃO	78
ANEXO I	80
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Estrutura de solo colapsível antes e depois da inundação, CASAGRANDE (1932)	5
Figura 2 -	Solos colapsíveis estudados no Brasil, CINTRA (1995)	6
Figura 3 -	Pressão de contato produzida pela capilaridade, DUDLEY (1970)	12
Figura 4 -	Arranjo esquemático de areia com vínculos de silte, DUDLEY (1970)	13
Figura 5 -	Arranjo esquemático de agregados de areia com vínculos de argila formados por autogênese, DUDLEY (1970)	14
Figura 6 -	Arranjo esquemático de grãos de areia com contrafortes de argila resultante da lixiviação, DUDLEY (1970)	14
Figura 7 -	Estrutura esquemática de agregados de argila unidos por pontes de argila, KNODEL (1981)	15
Figura 8 -	Ensaio edométrico inundado sob 200 kPa, MARIZ & CASANOVA (1994)	20
Figura 9	Curva resultante do ensaio edométrico simples, JENNINGS & KNIGHT (1975)	24
Figura 10a-	Curvas $e_x \log \sigma_v$ resultante do ensaio edométrico duplo, CLEMENCE (1995)	27
Figura 10b-	Ajuste da curva para o ensaio duplo - solo normalmente adensado, CLEMENCE (1985)	28
Figura 10c-	Ajuste da curva para o ensaio duplo - solo pré-adensado, CLEMENCE (1985)	28
Figura 11-	Comparação entre o potencial de colapso obtido pelos ensaios edométricos simples e duplo, BASMA & TUNCER (1992)	30
Figura 12-	Critério de Identificação da colapsibilidade dos solos, GIBBS & BARA (1981)	33

Figura 13-	Estimativa do grau de colapsibilidade, BASMA & TUNCER (1992)	38
Figura 14-	Curva e x $\log \sigma_v$ resultante do ensaio edométrico	39
Figura 15-	Susceptibilidade do solo ao colapso, REGINATTO & FERRERO (1973)	40
Figura 16-	Curvas granulométricas dos Solos A e B	54
Figura 17-	Carta de plasticidade	55
Figura 18-	Curvas obtidas com o ensaio de compactação Proctor Normal	56
Figura 19 -	Termograma do Solo A	57
Figura 20 -	Termograma do Solo B	57
Figura 21 -	Ensaio edométrico realizado com GC=85% e $\sigma_i=400\text{kPa}$, inundados com fluidos distintos	61
Figura 22 -	Ensaio edométrico realizado com GC=85% e $\sigma_i=800\text{kPa}$, inundados com fluidos distintos	61
Figura 23 -	Ensaio edométrico realizado com GC=88% e $\sigma_i=400\text{kPa}$, inundados com fluidos distintos	62
Figura 24 -	Ensaio edométrico realizado com GC=88% e $\sigma_i=800\text{kPa}$, inundados com fluidos distintos	62
Figura 25 -	Ensaio edométrico realizado com amostras compactadas inundadas com diferentes fluidos de saturação	63
Figura 26 -	Deformação das amostras compactadas com GC=85% e inundadas na tensão de 800kPa, ao longo do tempo	64
Figura 27 -	Curva de compressão e o efeito inundação do Solo A com água em diferentes tensões	68
Figura 28-	Curva de compressão e o efeito inunda�o do Solo B com água em diferentes tensões	68
Figura 29 -	Potencial de colapso x Sobrecarga para os Solos A e B ...	69
Figura 30 -	Curvas de compressão confinada para os ensaios com amostras de Solo A, inundadas com as solu�es químicas iniciais	70

Figura 31 -	Curvas de compressão confinada para os ensaios com amostras de Solo B, inundadas com as soluções químicas iniciais	70
Figura 32 -	Comparação dos resultados dos ensaios edométricos com amostras indeformadas para os solos arenoso (Solo A) e argiloso (Solo B)	71
Figura 33 -	Deformação das amostras indeformadas de solo argiloso (Solo B) ao longo do tempo	72
Figura 34 -	Influência da constante dielétrica no potencial de colapso do solo arenoso (solo A)	73
Figura 35 -	Influência da constante dielétrica no potencial de colapso do solo argiloso (solo B)	74
Figura 36-	Influência da concentração de soluções de hexametáfosfato de sódio no potencial de colapso dos solos	75
Figura 37 -	Influência da concentração de soluções de ácido fosfórico no potencial de colapso dos solos	75
Figura 38 -	Curva granulométrica e defloculação das amostras de solo Argiloso (Solo B) após os ensaios edométricos	76
Figura 39 -	Verificação do potencial de colapso Solo B com a defloculação	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Características dos líquidos utilizados nos ensaios, MARIZ & CASANOVA (1994).....	20
Tabela 2 -	Potencial de colapso, JENNINGS & KNIGHT (1975).....	25
Tabela 3 -	Potencial de colapso, LUTENEGGER & SABER (1988).....	26
Tabela 4 -	Coefficiente de colapsibilidade (CI), Código de Obras da URSS (1977).....	35
Tabela 5 -	Variação da probabilidade do colapso com o teor de finos, HANDY (1973).....	36
Tabela 6 -	Valores de Kw para a Identificação da Colapsibilidade.....	36
Tabela 7 -	Índices Físicos dos Solos A e B e resultado dos ensaios de caracterização.....	54
Tabela 8 -	Resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal.....	56
Tabela 9 -	Ensaio edométrico realizados com amostras compactadas.....	59
Tabela 10 -	Resultados dos ensaios edométricos realizados com o Solo A.....	66
Tabela 11 -	Resultados dos ensaios edométricos realizados com o Solo B.....	67

RESUMO

COLLARES, A. C. Z. B., (1997). A Influência de Características Químicas do Fluido de Saturação no Colapso dos Solos. São Carlos, 1997. 97p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Muitos dos problemas de recalques nas áreas urbanas e industriais na Região Sudeste do Brasil estão associados ao colapso dos solos. Deformações induzidas por umedecimento (colapso) são determinadas por vazamentos oriundos das redes de esgoto e de abastecimento de água, ou ainda, vazamentos de sistema de armazenamento de combustíveis ou efluentes químicos. Neste trabalho analisa-se o colapso em solos tropicais considerando diferentes soluções como líquido inundante e mostra-se que a presença de um agente dispersivo na solução, tende a influenciar o potencial de colapso dos solos. Verifica-se ainda que a constante dielétrica influencia na magnitude do colapso observado sendo este tanto mais acentuado, quanto maior a constante dielétrica e que para as soluções estudadas o pH não interfere na grandeza dos colapsos medidos.

Palavras-chave: Colapso; Ensaio Edométrico; Fluidos de Inundação; pH; Constante Dielétrica; Defloculação.

ABSTRACT

COLLARES, A. C. Z. B., (1997). The Influence of Characteristic Chemistry of the Saturation Fluid on the Soil Collapse. São Carlos, 1997. 97p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Many settlement problems in urban and industrial areas in Southern Brazil are associated to soil collapse. Wetting induced strains (collapse) are governed by water and sewer leakage as well as effluent leakage from industrial plants. In this paper the collapse behavior of tropical soils is analyzed considering different solutions and it is shown that the presence of a dispersive agent in the solution seems to influence the magnitude of soil collapse. It was also observed that collapse strains showed to increase with dielectric constant and that for the solutions studied, pH didn't interfere on the magnitude of measured collapse.

Keywords: Collapse; Oedometer Test; Saturation Fluid; pH; dielectric constant, dispersion.

1 - INTRODUÇÃO

Os recalques dos terrenos de fundação decorrentes do colapso dos solos e suas consequências mais comuns, como danos causados em edificações, em obras de infra-estrutura e em leitos viários, figuram como um problema importante e cada vez mais frequente nas áreas urbanas e industriais. Aparecem, em geral, nos setores de ocupação mais antiga onde redes de água, esgoto e galerias pluviais são mais rudimentares. Grande parte do Estado de São Paulo apresenta tais ocorrências.

As regiões tropicais apresentam condições flagrantes para o desenvolvimento dos solos colapsíveis, quer pela lessivagem de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de intensas precipitações, quer pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas.

Ao serem inundados, estes solos sofrem uma apreciável redução de volume resultando no colapso da estrutura. Este tipo de processo pode ser intensificado, em certas condições de uso, como em vazamentos de condutores de água (tubulações, canais), ou, ainda, de efluentes que contém dispersantes de argila.

Estas constatações apontam para a necessidade de uma melhor caracterização do mecanismo da colapsibilidade de solos inundados com fluidos de diferentes características. Diante disto, foi proposta esta pesquisa com o intuito de verificar, quantificar, e diferenciar o potencial de

colapso em dois tipos de solos de ocorrência comum no interior do Estado de São Paulo, inundados com fluidos distintos.

O programa da pesquisa envolve ensaios edométricos convencionais com amostras de solos arenoso e argiloso, utilizando-se de quinze diferentes fluidos de inundação. Parâmetros químicos destes fluidos como o pH, a constante dielétrica e a concentração são correlacionados ao potencial de colapso dos solos.

A dissertação inicia-se com uma revisão bibliográfica (Capítulo 2), onde procura-se enfatizar temas, como o colapso dos solos, onde define-se o fenômeno de colapso, os processos de formação dos solos colapsíveis, bem como, as estruturas típicas destes solos; a influência do fluido de saturação, apresentando resultados encontrados na literatura que retratam o fenômeno relacionado à inundação com diferentes fluidos; e a técnica de identificação dos solos colapsíveis onde são descritos os ensaios, de campo e laboratório, utilizados na identificação da colapsibilidade .

O Capítulo 3 é dedicado à descrição dos procedimentos adotados na realização dos ensaios. Trata dos métodos utilizados nos ensaios de caracterização, compactação e edométricos; dos fluidos de inundação que fazem parte da pesquisa e da caracterização destes fluidos.

O Capítulo 4 envolve a caracterização dos solos estudados. Nele são descritos os aspectos econômicos, fisiográficos e geológicos das regiões estudadas, bem como, os resultados dos ensaios de caracterização e compactação dos solos.

Nos Capítulos subsequentes são apresentadas as análises e conclusões obtidas com os ensaios edométricos e algumas correlações efetuadas, envolvendo o potencial de colapso dos solos com algumas características químicas dos fluidos utilizados.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Solos Colapsíveis

Colapso pode ser definido como um fenômeno caracterizado pela brusca redução de volume do solo, devido ao ganho de umidade, com presença ou não de sobrecarga. Solos que sofrem esse tipo de mecanismo são mais frequentemente chamados de “solos colapsíveis” (FEDA, 1966; DUDLEY, 1970; ARMAN & THORNTON, 1973; NUÑEZ, 1975; CLEMENCE, 1985; DAY, 1990).

Dois pontos principais configuram um solo como potencialmente colapsível: um elevado índice de vazios que determina uma estrutura porosa e um teor de umidade menor que o necessário para sua completa saturação (DUDLEY, 1970; NUÑEZ, 1975).

O solo colapsível apresenta uma estrutura macroporosa, onde as partículas maiores se mantêm em equilíbrio metaestável pela presença de um vínculo (cimentação e/ou tensão capilar) capaz de proporcionar ao solo uma resistência adicional temporária.

Quando se aumenta o teor de umidade destes solos, ocorre uma brusca variação de volume que pode ser ocasionada por:

- eliminação da sucção matricial que ao gerar tensões efetivas adicionais entre os grãos, permite o decréscimo da resistência ao cisalhamento entre os mesmos;

- diminuição da resistência ao cisalhamento das pequenas partículas que atuavam como vínculo entre as maiores;

- diminuição ou eliminação da cimentação entre os grãos prevista por sais solúveis;

- causas concorrentes.

Ao se produzir um aumento de umidade, a resistência ao cisalhamento entre os vínculos das partículas diminui ou desaparece originando um solo com novas propriedades mecânicas (NUÑEZ, 1975).

Segundo BARDEN et al. (1973), existem quatro condições necessárias para ocorrer o colapso em um solo:

- a) existência de uma estrutura não-saturada porosa potencialmente instável;

- b) existência de uma pressão aplicada que aumenta a instabilidade;

- c) presença de um alto valor de sucção ou agente cimentante, que estabiliza os contatos intergranulares e que são susceptíveis de enfraquecimento quando umedecidos;

- d) a adição de água no solo, a qual reduz a sucção existente, amolecendo ou destruindo os vínculos que o mantêm em equilíbrio causando, assim, rupturas de cisalhamento nos contatos intergranulares.

O colapso ocorre quando a magnitude das tensões cisalhantes entre os grãos ultrapassam as resistências dos vínculos entre as partículas, para um certo valor de umidade e estado de tensão. A redução da resistência destes vínculos é proveniente do aumento do grau de saturação e da sobrecarga que produz uma ascensão das tensões tangenciais nos contatos entre as partículas.

O aumento do grau de saturação pode provocar a redução da sucção matricial, a perda de ligações cimentíceas ou a redução da resistência temporária dos torrões resultando no deslizamento de um grão sobre o

outro, ocupando os vazios da estrutura original provocando, desta forma, o colapso do solo.

CASAGRANDE¹ apud HOUSTON et al (1988), mostra que uma estrutura de solo colapsível ao ser carregada na umidade natural, permanece sem apreciável variação de volume, sendo seus grãos capazes de resistir à compressão, impedindo movimentos relativos entre eles (Figura 1a).

Enquanto o teor de umidade permanecer baixo, os maiores grãos não se movimentam devido a existência de microresistências nas interfaces dos mesmos. Todavia, quando ocorre o acréscimo de umidade, as ligações interpartículas enfraquecem e fazem com que o solo não resista à tensão compressiva, resultando no colapso da estrutura (Figura 1b).

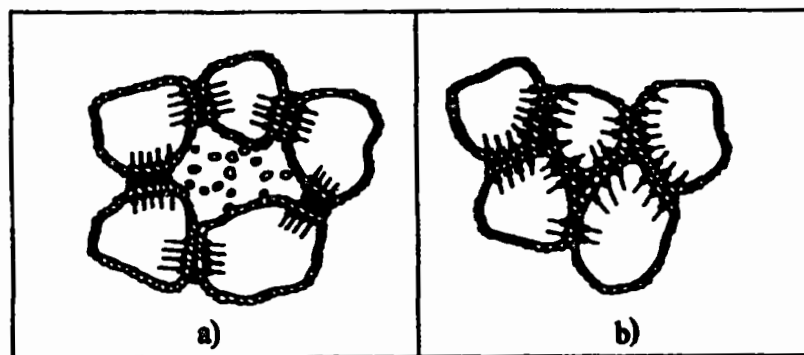


Figura 1 - Estrutura de Solo Colapsível Antes e Depois da Inundação (CASAGRANDE apud HOUSTON et al.,1988)

a) Estrutura carregada antes da inundação

b) Estrutura carregada após a inundação

¹ CASAGRANDE, A (1932) - The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering. J. Boston, Soc. Of Civ. Eng., 19 (\$), 168-209p

2.2 - Processo de Formação dos Depósitos Colapsíveis

O colapso pode ocorrer em diferentes depósitos de solos, dentre eles, depósitos colúviais, aluviais, eólicos, residuais, fluxo de lama e aterros compactados (BARDEN & SIDES, 1969; DUDLEY, 1970; ARAGÃO & MELO, 1982). O processo de formação destes depósitos está relacionado com as variações climáticas e com o ambiente geológico.

Normalmente o problema está ligado a depósitos de origem recente, em climas semi-áridos e áridos, porém, têm-se muitos outros exemplos que ocorrem em regiões com outros tipos de climas (VILAR et al.,1981). Os autores apresentam uma tabela dos vários locais do mundo e climas onde ocorrem solos colapsíveis.

No Brasil, os solos colapsíveis são representados geralmente por alúvios, colúvios e solos residuais que passaram por uma intensa lixiviação e lessivagem. CINTRA (1995), apresenta um mapa do Brasil indicando as diversas regiões onde são encontrados este tipo de solo (Figura 2).



Figura 2 - Solos Colapsíveis estudados no Brasil (apud CINTRA, 1995).

Serão descritos a seguir, os processos de formação dos principais depósitos colapsíveis:

a) Depósitos Residuais:

Os solos residuais, são originados da desintegração e alteração da rocha sã, devidas a ação do intemperismo local. Estes solos possuem partículas de diversos tamanhos, que variam de matações até argilas e colóides.

A água infiltra no maciço intemperizado, transportando os materiais finos e solúveis das camadas superiores (lessivagem), originando uma estrutura com elevado índice de vazios. De acordo com CLEMENCE (1985), a parte superior destes depósitos, apresenta em geral, solos com baixo peso específico, devido ao processo de eluviação.

b) Depósitos transportados pela ação das águas

Consistem nos depósitos aluviais e aqueles formados por corrida de lama ("mud flow"), provocada por uma enchente passageira, muito comum nas regiões que apresentam curtos períodos de intensa precipitação, alternados por longos períodos de estiagem (CARVALHO, 1994).

Esses depósitos são formados por material mal consolidado, com elevado índice de vazios, baixo peso específico e considerável teor de argila. Conforme CLEMENCE & FINBARR (1981), a quantidade de argila no fluxo de lama terá uma importante relação no comportamento desses solos.

BULL (1964)¹ apud DUDLEY (1970), verificou que o colapso máximo ocorre quando a quantidade de argila é aproximadamente 12% do total dos sólidos; abaixo de 5% o colapso é pequeno e acima de 30% a argila expande.

c) Depósitos Eólicos

Estes depósitos são formados por grãos de areia e/ou silte depositados pela ação do vento, dando origem a solos de baixa coesão, elevado índice de vazios e baixo peso específico.

Partículas finas de argila, que envolvem os grãos maiores são também depositadas juntamente com areia e/ou silte. No período chuvoso, esse material é normalmente inundado pelas águas das chuvas e, no período da estiagem, a água intersticial evapora, gerando tensões capilares, que provocam o escoamento do fluido em direção aos vazios entre os contatos dos grãos. Os sais solúveis e as partículas de argila, que são levados juntos com o fluido, originam a cimentação entre estes contatos, após o ressecamento do solo (MENDONÇA, 1990).

Os depósitos eólicos são típicos das regiões áridas e semi-áridas, sendo o "loess" o solo mais conhecido dessa formação. Na condição de umidade natural, o loess apresenta boa resistência ao cisalhamento, pois suporta elevadas sobrecargas sofrendo pequenas deformações. Quando este é umedecido, ocorre o enfraquecimento das ligações interpartículas, e conseqüentemente a perda de resistência, resultando no colapso da estrutura do solo (CLEVENGER, 1956).

¹ BULL, W.B. (1964), Alluvial Fans and Near-Surface Subsidence in Western Fresno County, California. Geological Survey Professional Paper 437-A, Washington, 71p.

d) Aterros Compactados

Embora a compactação vise melhorar as condições geotécnicas de um solo, há situações que o aterro é apenas lançado ou mal compactado (baixa densidade e/ou umidade de compactação). Assim, se sobrevir um aumento do teor de umidade do solo pode-se esperar deformações por colapso. Têm-se verificado também que, mesmo em aterros relativamente compactados, podem ocorrer estas deformações, sob determinadas condições (VILAR & GAIOTO, 1994).

Baseados em estudos sobre argilas compactadas em laboratório, BARDEN & SIDES (1969), verificaram que o fenômeno deve estar ligado a estrutura floculada e macroporosa das argilas, quando compactadas abaixo da umidade ótima. Os autores concluíram que independente do solo ter sido compactado no ramo seco ou úmido, a microestrutura dessas argilas apresentou-se sempre dispersa, não sendo portanto o fator dominante.

BASMA & TUNCER (1992), estudaram diversas amostras de solo compactadas em anel edométrico e observaram que a diferença entre a porcentagem de areia e argila (S-C) afeta o colapso. Segundo os autores, o colapso diminui com o aumento de S-C. Isto pode ser explicado considerando-se um solo cujas partículas maiores estão unidas por partículas de argila responsáveis pelos vínculos de resistência do solo. Quanto maior a porcentagem de argila, maior será a resistência à densificação e maior o índice de vazios obtido após a compactação. Entretanto, quando ocorre o umedecimento do solo, as pontes de argila são total ou parcialmente quebradas e o solo sofre o colapso. Assim, quanto maior o teor de argila em comparação com o de areia, maior será o potencial de colapso.

LAWTON et al. (1989), mostraram que os solos compactados com

baixo teor de umidade apresentam maior potencial de colapso do que os solos compactados com teor de umidade mais alto; desta forma, o colapso é reduzido substancialmente quando para uma mesma umidade, se compacta o solo com maior grau de compactação.

VILAR & GAIOTO (1994), mostraram para uma areia fina argilosa que a baixa umidade de compactação torna o solo bastante rígido o que lhe permite suportar altas cargas com pequenas deformações, na faixa de sobrecarga de 50 à 800 kPa. Assim, quando o solo inundado tem um índice de vazios relativamente alto, sofre colapsos crescentes com a sobrecarga.

Os autores verificaram para uma amostra compactada na umidade ótima, que o ponto de máxima deformação por colapso tende a ocorrer em sobrecargas menores, à medida que a massa específica seca diminui. Isto parece indicar que o teor de umidade com o qual a amostra foi compactada, favorece a densificação do solo provocada pelas sobrecargas aplicadas de sorte que os índices de vazios, quando da inundação, são relativamente baixos, tornando o solo insensível às deformações produzidas pelo umedecimento. Amostras com maior densidade e com elevados graus de saturação, anteriormente à inundação, mostraram-se praticamente insensíveis às deformações por colapso, como era de se esperar.

e) Solos Porosos da Região Centro-Sul do Brasil

Os solos porosos do Interior de São Paulo ou Paraná, constituem uma espessa camada superficial que recobre tanto solos residuais típicos, como solos sedimentares ou coluviais. Recebem esse nome por possuírem elevada porosidade, com macroporos visíveis a olho nu, porém com baixo teor de umidade (em geral abaixo do Limite de Plasticidade). Possuem uma estrutura complexa, a qual é instável, pois sofre colapso quando o solo é saturado.

Esses solos originam-se principalmente numa evolução pedogênica de solos superficiais preexistentes quer sejam residuais ou transportados. As camadas porosas superficiais são provenientes da lixiviação de óxidos de ferro e frações finas do solo, pela ação da água da chuva e conseqüente precipitação na camada subjacente. Assim, muitas vezes as camadas subjacentes aos solos porosos são duras, apresentando uma linha divisória entre elas, formada frequentemente por concreções lateríticas.

Os solos porosos ocorrem em regiões de climas secos com precipitações violentas e rápidas durante certa época do ano. Segundo VARGAS (1977), esses solos possuem elevada porosidade volumétrica (50%) e baixo teor de umidade, resultando em um solo de baixíssimo grau de saturação ($\leq 40\%$); são extremamente compressíveis e pouco resistentes à erosão.

2.3 - Estruturas Típicas dos Solos Colapsíveis

Para a ocorrência do colapso, o esqueleto original do solo deve apresentar uma estrutura macroporosa, em que as partículas maiores estão em situação de equilíbrio metaestável. Essas partículas são mantidas na sua posição, pela presença de algum vínculo capaz de conferir ao solo uma resistência adicional temporária, sendo esta, proveniente das tensões capilares, das forças eletromagnéticas de superfície e da cimentação (DUDLEY, 1970; NUÑEZ, 1975).

Para ilustrar a ação destes mecanismos de resistência temporária, são apresentados a seguir, os modelos propostos para os solos de origem colapsível, em função dos vínculos que lhes conferem resistência (DUDLEY, 1970; COLLINS & MCGOWN, 1974; KNODEL, 1981).

Quando o solo seca, a água que permanece no interior dos poros fica sob tensão de tração, desenvolvendo pressões de contato entre os grãos de areia (Figura 3). Então, o excesso de pressão neutra, μ , na usual expressão $\sigma' = \sigma - \mu$ torna-se negativa e a tensão efetiva (σ') maior que a tensão total (σ) (DUDLEY, 1970). Nos solos arenosos, a resistência ao cisalhamento é proporcional à tensão efetiva atuante. Assim, estes solos tem um acréscimo aparente de resistência, relacionado com o efeito da capilaridade, o que permite por exemplo, a estabilidade de taludes verticais em areias úmidas (VILAR, 1979).

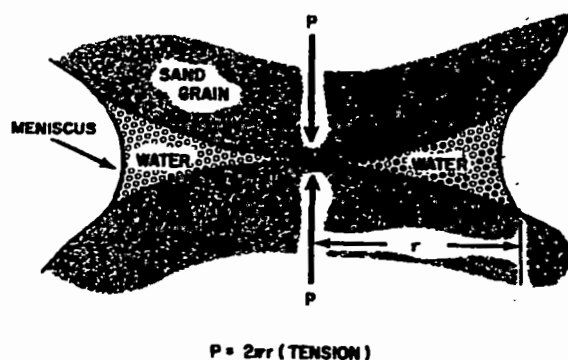


Figura 3 - Pressão de Contato produzida pela Capilaridade (apud DUDLEY, 1970)

Com a adição da água, se as tensões capilares forem eventualmente destruídas, há um decréscimo de resistência desse solo, possibilitando a ocorrência do colapso estrutural, manifestado por uma brusca redução do índice de vazios (ARMAN & THORNTON, 1973).

Um outro modelo hipotético de solo colapsível aparece na Figura 4; este apresenta grãos de areia conectados por siltes. Neste caso, as responsáveis pela estrutura metaestável são as tensões capilares entre os grãos de silte e entre o grão de silte e o de areia.

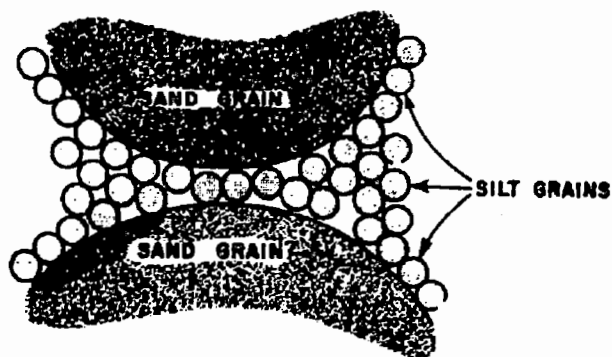


Figura 4 - Arranjo esquemático de areia com vínculos de silte (apud DUDLEY, 1970)

Quando o tamanho dos grãos (silte ou argila) são ligados por argila, uma grande variedade de arranjos são possíveis. Os vínculos de argila podem ser formados por processos de autogênese ou transporte; as argilas autogênicas podem ser derivadas do intemperismo sobre os feldspatos. Um arranjo que pode ser formado por este processo é apresentado na Figura 5. Sob condições secas este arranjo apresenta considerável resistência, entretanto, quando adiciona-se água ocorre a separação dos grãos, diminuindo as forças de atração e com isto a resistência (DUDLEY, 1970).

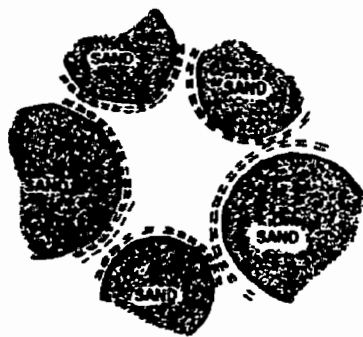


Figura 5 - Arranjo esquemático de agregados de areia com vínculos de argila formados por autogênese (apud DUDLEY, 1970).

A Figura 6 está relacionada aos eletrólitos presentes no fluido intersticial, quando da sedimentação. As partículas de argila, que no início estavam dispersas no fluido intersticial, flocculam à medida que o solo saturado vai secando e, portanto, a concentração de íons aumenta. Assim, originam-se “suportes” de argila que mantêm juntos os grãos maiores, o que acaba conferindo boa resistência ao solo (VILAR, 1979).

Com o aumento da umidade no solo, ocorre a redução das forças capilares e da concentração de íons; desta forma têm-se um acréscimo das forças repulsivas entre as partículas, o que provoca considerável perda de resistência e, conseqüentemente o colapso da estrutura do solo (DUDLEY, 1970).

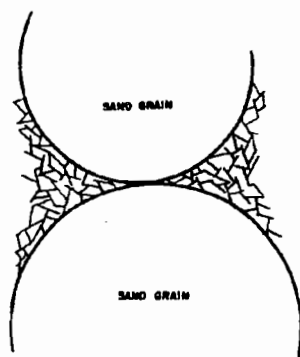


Figura 6 - Arranjo esquemático de grãos de areia com contrafortes de argila resultante da lixiviação (apud DUDLEY, 1970)

KNODEL (1981) apresentou um esquema de uma estrutura formada por agregados de argila, unidos entre si por pontes de argila (“*clay-bridges*”) (Figura 7). Os agregados podem também ser formados por silte ou areia. WOLLE et al. (1978) identificaram esse tipo de microestrutura para os solos colapsíveis do canal de irrigação do Jaíba (MG). O mesmo ocorreu com JENNINGS & KNIGHT (1957) para os solos da África do Sul.

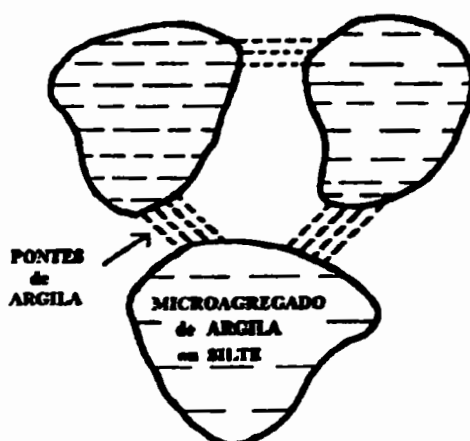


Figura 7 - Estrutura esquemática de agregados de argila unidos por pontes de argila (apud KNODEY, 1981).

2.4 - Influência do Fluido de Saturação

Os solos colapsíveis apresentam uma resistência adicional temporária proveniente dos vínculos de cimentação, originados por determinadas substâncias tais como: óxidos de ferro e carbonatos de cálcio (DUDLEY, 1970; NUÑEZ, 1975; CLEMENCE, 1985), gipsita e sais (EL-SOBY et al., 1989).

Quando ocorre um acréscimo de umidade, as ligações interpartículas enfraquecem ou desaparecem e fazem com que o solo não resista a tensão aplicada, resultando no colapso da estrutura. A velocidade com que estes vínculos perdem sua resistência dependerá da natureza da água que infiltra no solo e da solubilidade do cimento envolvida (REGINATTO & FERRERO, 1973; CAMAPUM DE CARVALHO, 1987).

Desta forma, torna-se importante o conhecimento das propriedades químicas do fluido que penetra nos poros do solo, uma vez que o solo colapsível pode apresentar comportamento diferente, dependendo da

interação química entre o líquido saturante e o solo (REGINATTO & FERRERO, 1973; MOLL et al., 1975; ARMAN & THORNTON, 1973; CAMAPUM DE CARVALHO, 1987; LUTENEGGER & SABER, 1988).

Entretanto, o colapso dos solos têm sido estudado de uma forma geral, considerando apenas sua inundação por água. São reduzidos os relatos na literatura sobre estudos que contemplem a influência do líquido de inundação nas características colapsíveis dos solos.

DENISOV² (1951) apud LUTENEGGER & SABER, (1988) encontrou para amostras de solo loéssico no estado natural que o colapso pode ser uma função do fluido de saturação e que soluções aquosas eletrolíticas diminuem o colapso na seguinte sequência:

$H_2O > \text{solução NaCl} > \text{solução AlCl}_3 > \text{solução FeCl}_3$

O autor realizou ainda, ensaios de desintegração deste solo com água, benzeno e acetona, fluidos de distintas características químicas, e observou que ocorreu uma desintegração completa da estrutura do solo quando saturada com água; somente desintegração parcial ocorreu quando saturada com acetona e pequeno amolgamento da estrutura ocorreu quando inundou-se o solo com benzeno.

Segundo MITCHELL (1976), este resultado prova a descrição de colapso, em que a defloculação e a expansão de argilas pode ser considerada como sendo uma função da constante dielétrica do fluido de saturação. Isto ocorre principalmente, porque a magnitude de atração e repulsão de cargas eletrostáticas entre partículas de argila é inversamente proporcional a constante dielétrica do fluido. Assim, menor expansão da dupla camada de argila deve ser esperada com fluidos de baixa constante dielétrica.

² DENISOV, N. Y., (1951). The Engineering Properties of Loess and Loess Loams, Gosstroizdat, Moscow, URSS.

REGINATTO & FERRERO (1973) apresentaram resultados de colapso de solos siltosos de Córdoba, Argentina, através de ensaios edométricos inundados com diferentes fluidos, dentre eles, água de esgoto doméstico (pH 8,5 - 9,0), água potável (pH 6,5 - 6,8) e água ácida (pH 5,5 - 5,6).

Os resultados mostraram que os solos possuem comportamento ao colapso bem variado em relação ao fluido percolante. Alguns solos apresentaram-se verdadeiramente colapsíveis independente de qualquer tipo de líquido, enquanto outros, apresentaram-se estáveis quando saturados com água potável e mostraram diferentes potenciais de colapso quando inundados com outros fluidos.

Uma análise da interação química entre o solo e o líquido de saturação sugere que o colapso dos solos ensaiados pode ser devido a dispersão ou defloculação da fração argila que constitui as ligações cimentantes entre as partículas do solo. Desta forma, a dispersão deve estar governando o colapso dos solos estudados.

ARMAN & THORNTON (1973), estudando os solos colapsíveis e não colapsíveis de Lousiana (EUA), mostraram que a permeabilidade de ambos os solos com água destilada, decresce com o tempo depois da saturação inicial. Após 30 dias, a permeabilidade (k), diminuiu para quase um décimo do valor inicial. Entretanto quando substituiu-se a água por tetracloreto de carbono (um líquido apolar), este drenou rapidamente através do solo, ao passo que, com o etileno glicol (um líquido extremamente polar), não ocorreu uma drenagem completa. Esta impermeabilidade pode ter sido resultado da presença de elevadas cargas eletroquímicas que estavam vedando os poros.

MOLL (1975) realizou ensaios nos solos colapsíveis de Córdoba, Argentina, variando o pH do fluido de inundação. Os líquidos saturantes empregados foram: água potável (pH 6,5 à 6,8); água de esgoto (pH 8,5 à

9,0) e água ácida (pH 5,5 à 5,7).

Através dos ensaios edométricos o autor observou que o solo mostrou-se:

- a) colapsível para os três fluidos de inundação;
- b) com água potável pode suportar altas pressões; mostrou-se verdadeiramente colapsível com água ácida e condicionalmente colapsível com água de esgoto

O autor ensaiou o solo e o líquido de inundação antes e depois de proceder a saturação e encontrou que:

os solos: apresentam uma diminuição dos sais solúveis em especial, sais sódicos, sendo máxima essa saturação com água de esgoto, provavelmente pela presença de íon amônio (NH_4).

os líquidos: apresentam um considerável aumento do conteúdo de Na solúvel, com muito pouco de Ca solúvel, especialmente com água de esgoto. O pH aumenta, passando em todos os casos a alcalino, ainda no caso da água ácida.

Isto indica que o efeito de arraste de sais solúveis produz a dispersão ou defloculação da fração de argila ao saturar.

Segundo YOUNG & SETHI (1976), os mecanismos básicos de ações interpartículas podem ser alterados se:

- i) mudanças na química do fluido intersticial criar reações químicas dentro do sistema solo-água, e
- ii) o intemperismo devido a hidrólise promover a formação de materiais amorfos nos solos.

CAMAPUM DE CARVALHO et al. (1987) estudaram amostras de argila porosa das cidades de Guará e Ceilândia (DF) inundadas com três

fluidos distintos:

- água da chuva (pH = 7,0)
- água da rede de abastecimento local (pH = 8,9)
- água da rede de abastecimento conduzida a um pH de 4,0 através da adição de ácido sulfídrico (H₂S)

Apesar da semelhança das propriedades físicas dos dois solos estudados, houve uma diferença no comportamento colapsível dos mesmos. O solo de Guará não apresentou mudança de comportamento quando inundado com os fluidos distintos, entretanto, as amostras de Ceilândia mostraram que o pH do fluido de inundação tende a intensificar o potencial de colapso dos solos e que este é máximo para a tensão de 100kPa.

LUTENEGGER & SABER (1988) relataram que inicialmente a estrutura da argila pode estar floculada e a adição de água age como um defloculante para iniciar o colapso. Segundo os autores, se esse conceito é correto, então a função do fluido no poro é significativa e outros agentes defloculantes podem causar até mesmo maior dano na estrutura intrínseca do solo metaestável.

MARIZ & CASANOVA (1994), estudando o mecanismo de colapso dos solos do Planalto Central observaram na saturação do solo com água, dimetil-sulfóxido e ciclohexano que, quando a amostra é inundada com água, a deformação devida ao colapso é muito maior do que quando inundada com os outros líquidos (Figura 8).

Este fenômeno pode ser explicado pelo fato do dimetil sulfóxido e ciclohexano apresentarem baixos valores de constante dielétrica e tensão superficial (Tabela 1). Tal fato acarreta uma interação solo - líquido percolante diferente em relação a água, ocasionando menor velocidade de

umedecimento, possibilitando a saída de bolhas de ar contidas nos poros de forma mais lenta, reduzindo assim, a distribuição dos vínculos entre as partículas de solo.

Tabela 1 - Características dos líquidos utilizados nos ensaios (apud MARIZ & CASANOVA, 1994)

Líquido	Constante Dielétrica	Peso Específico (g/cm ³)	Viscosidade (centiPoise)	Tensão Superficial (Dyna/cm)	Momento Dipolar (Debyes)	(Const. Dielétrica) x (Volume Molar) ²	Fórmula
água	80	10.00	1.00	73	1.89	209	H ₂ O.
dimetilsulfóxido	49	11.00	2.00	43	3.90	204	C ₂ H ₆ SO
ciclohexano	1.89	6.60	0.98	25.5	0	10	C ₆ H ₁₂

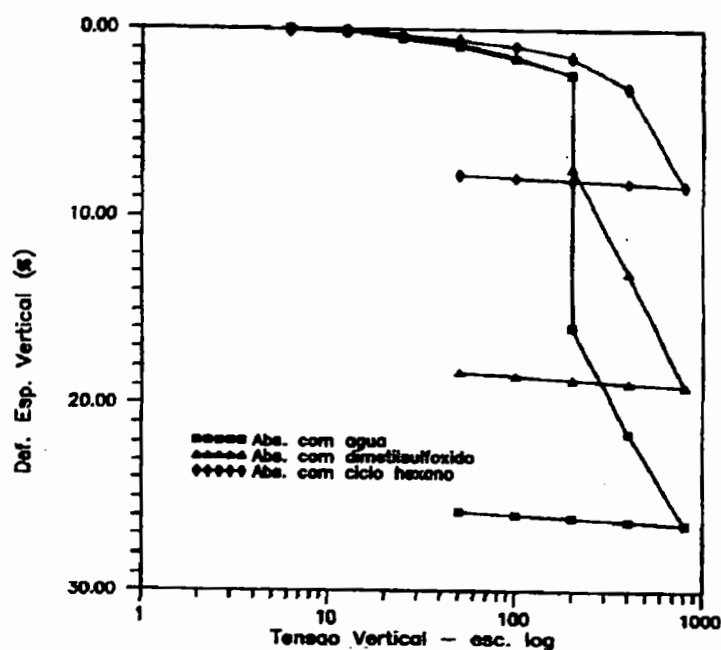


Figura 8 - Ensaio Edométrico inundado sob 200 kPa (apud MARIZ & CASANOVA, 1994)

2.5 - Ensaio de Identificação da Colapsibilidade

2.5.1 - Ensaio de Campo

Os ensaios de campo oferecem condições para identificar e quantificar a colapsibilidade dos solos, com bom grau de confiabilidade, devido ao possível amolgamento e a variação de umidade do solo durante a amostragem.

FERREIRA (1993) propôs o uso do “Expansocolapsômetro”, um aparelho que serve para medir as variações de volume dos solos em campo, em diferentes profundidades do perfil. De acordo com o autor, esse aparelho permite medir deformações com controle da vazão de inundação, sendo possível realizar em campo ensaios de laboratório similares aos ensaios edométricos duplo e simples.

Segundo FERREIRA & LACERDA (1993), os valores das deformações volumétricas específicas, medidos com o expansocolapsômetro, são em média 11% inferiores aos valores mínimos medidos em ensaios de laboratório. A diferença está associada a não uniformidade da umidade e da pressão transmitida no campo, as quais reduzem a profundidade.

Para EL-EHWANY & HOUSTON (1990), as diferenças de campo e laboratório são devidas a variação do grau de saturação, que por sua vez está associado à infiltração. As amostras de laboratório são de pequenas dimensões, apresentando infiltração unidirecional, enquanto no campo, esta, é tridimensional.

Para os solos do Canal de Irrigação de Jaíba (MG), também foram encontrados recalques de campo inferiores aos de laboratório (WOLLE et al., 1981). Para aproximar os resultados dos ensaios de laboratório aos de

campo, os autores sugeriram um fator de redução de recalque igual a 2,2. Valor próximo de 2,0, foi sugerido por DUDLEY (1970).

Têm-se intensificado a realização de ensaios "in situ" (prova de carga inundada), a fim de verificar o real comportamento do solo quando inundado e carregado avaliando os recalques a que estarão sujeitas as obras projetadas (WOLLE et al, 1981). Estes ensaios apresentam elevados custos e, muitas vezes, grandes períodos de tempo para serem concluídos.

2.5.2 - Microscopia

Segundo WOLLE (1974), a microscopia eletrônica de varredura revelou-se uma excelente técnica para a análise estrutural do solo colapsível pois, através dela, é possível observar o arranjo dos grãos, o tipo de estrutura (floculada ou dispersa), analisar o formato e a textura da superfície dos grãos e a orientação das partículas.

No Brasil, o estudo de microscopia ainda está bastante limitado. MENDONÇA (1990), analisou o fenômeno de colapso para os solos da Bahia através da microestrutura, levando em consideração os elementos estruturais apresentados por DUDLEY (1970), susceptíveis de gerar colapso de solos quando alterados, que são: tensões capilares, vínculos de silte e de argila.

PAIXÃO & CARVALHO (1994), através da análise microestrutural, verificaram para um solo poroso de Brasília, que este, apresenta estrutura formada por microconcreções de argila, que podem apresentar granulometria de silte e areia. As ligações intergranulares são devidas à sucção e a presença dos agentes cimentantes, óxido de ferro e argila, este último atuando em forma de contrafortes e pontes.

CARVALHO (1994), estudando os solos colapsíveis do nordeste do estado de Minas Gerais, constatou através de observações efetuadas em microscópio eletrônico de varredura a existência de uma estrutura macroporosa, formada por partículas maiores que se conectam através de partículas menores, possivelmente silte e/ou argila.

2.5.3 - Ensaio Químico e Difração de Raios-x

Para identificar e avaliar uma estrutura de solo colapsível, é de grande importância o conhecimento dos constituintes mineralógicos (Ensaio de Difração de Raios-x), as características químicas do solo e as características químicas do líquido de inundação, bem como sua interação físico-química. Através dos ensaios químicos determina-se a quantidade de cátions solúveis, o pH, a capacidade de troca catiônica, a taxa de absorção de sódio, os íons dissolvidos no fluido, entre outros (CARVALHO, 1994).

REGINATTO & FERRERO (1973) deram elevada importância para o conhecimento dos componentes estruturais do solo (ensaio de difração de raios-x) e para a natureza do líquido de saturação (ensaio físico-químico), para avaliar a interação entre os mesmos. Interesse análogo foi encontrado por CAMAPUM DE CARVALHO et al. (1987) e MOLL (1975).

MENESCAL (1992) ressaltou que o colapso do solo não é somente devido a existência de uma estrutura porosa. Existem solos que, por sofrerem erosão interna resultante da dissolução e carreamento das partículas do solo pelo líquido inundante, adquirem uma estrutura instável e, portanto, sujeita ao colapso. Solos que apresentam esse comportamento são denominados dispersivos e são caracterizados pelo autor acima, como um tipo de solo colapsível.

2.5.4 - Ensaio Edométricos

Os ensaios edométricos são os mais utilizados na determinação do colapso por fornecerem além de informações qualitativas, valores prováveis de recalques provocados por colapso estrutural do solo.

Existem duas formas de realizar os ensaios edométricos para verificação da colapsibilidade de um solo. Uma delas é o ensaio edométrico simples, executado com uma amostra inundada numa determinada tensão de interesse e a outra, é o ensaio edométrico duplo, executado com duas amostras, uma na umidade natural e a outra inundada no início do ensaio.

2.5.4.1) Ensaio Edométrico Simples

Consiste em executar o ensaio edométrico convencional até que seja atingida a tensão de interesse; quando esta tensão estiver estabilizada, inunda-se o corpo de prova e medindo-se as deformações por colapso. Depois do estágio de inundação, o corpo de prova sofre carregamento progressivo até final do ensaio. (Figura 9).

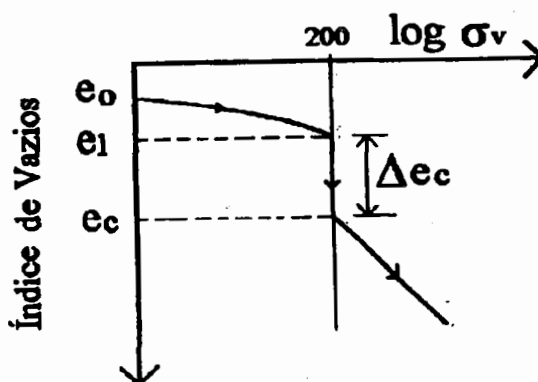


Figura 9 - Curva resultante do Ensaio Edométrico simples sugerido por JENNINGS & KNIGHT¹ (1975) apud CLEMENCE (1985).

¹ JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1975). A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to "Collapse of Grain Structure". Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sep. 99, 105p.

JENNINGS & KNIGHT (1975) definem o potencial de colapso para servir de guia para obras construídas em solos colapsíveis, sendo o mesmo obtido carregando-se o corpo de prova na umidade natural até uma tensão de 200 kPa (Figura 9); então inunda-se o corpo de prova por 24hs definindo-se em seguida o potencial de colapso (CP)

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \quad (1.0)$$

onde: Δe_c é a variação do índice de vazios devido a inundação, e_0 é o índice de vazios inicial

Na Tabela 2, estão apresentados alguns valores para o potencial de colapso relacionados com a gravidade do problema esperado na obra.

Tabela 2 - Potencial de Colapso segundo JENNINGS & KNIGHT (1975)

CP (%)	Gravidade do problema
0 - 1	nenhum
1 - 5	moderado
5 - 10	problemático
10 - 20	grave
> 20	muito grave

LUTTENEGER & SABER (1988) apresentaram uma determinação para o potencial de colapso diferente de JENNINGS & KNIGHT (1975); esta consiste em carregar a amostra na umidade natural até uma tensão de 300kPa ou outro nível de tensão mais apropriado, inundando-se o corpo de prova com água destilada ou outro líquido que tenha características próxima do fluido no campo. As deformações são registradas até a estabilização das leituras, sendo o potencial de colapso (I) definido por:

$$I = \frac{\Delta e_c}{1 + e_i} \quad (2.0)$$

onde, Δe_c é a variação do índice de vazios devido à inundação, e_i é o índice de vazios antes da inundação.

Uma idéia aproximada da gravidade do colapso pode ser obtida comparando os resultados encontrados com os da Tabela 3.

Tabela 3 - Potencial de Colapso (I), apud LUTENEGGER & SABER (1988)

I (%)	Gravidade do Problema
2	leve
6	moderada
10	alta

2.5.4.2 - Ensaio Edométrico Duplo

Este ensaio proposto por JENNINGS & KNIGHT (1975) consiste em ensaiar duas amostras "idênticas", uma no estado natural e a outra no estado inundado.

Ambas as amostras são submetidas a um carregamento de 1,0 kPa durante 24 horas. Passado este tempo inunda-se uma delas por 24 horas e mantém-se a outra na umidade natural. Após este estágio são normalmente carregadas, com a aplicação de incrementos de carga dobrados a cada 24 horas. Terminado o ensaio são traçadas curvas $e \times \log \sigma_v$ correspondentes aos dois corpos de prova (Figura 10a).

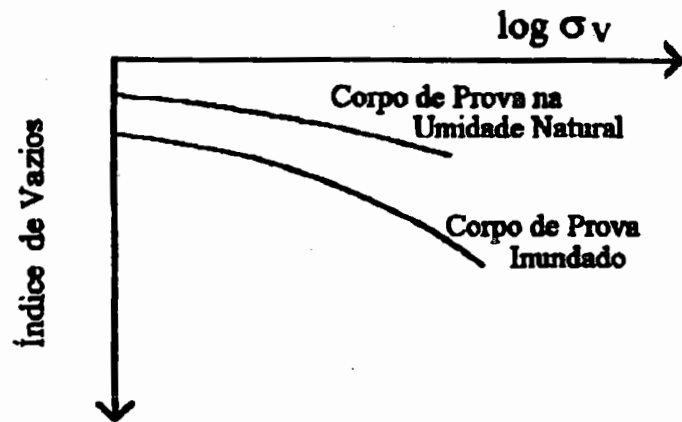


Figura 10a - Curvas e x $\log \sigma_v$ resultante do ensaio edométrico duplo.

Como observa-se na Figura 10a, as duas curvas não possuem o mesmo índice de vazios inicial. Caso isto acontecesse, o potencial de colapso seria a diferença entre as duas curvas. Portanto, na tentativa de solucionar o problema, foi proposto pelos autores um ajuste de curvas, que consiste em transladar verticalmente a curva da amostra sob umidade natural até o ponto (σ_{vo}, e_o) . Onde σ_{vo} é a tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo e e_o é o índice de vazios sob essa tensão (Figuras 10b e 10c).

Comparando-se a tensão de pré-adensamento do solo inundado (σ_{vps}) com a tensão vertical (σ_{vo}), tem-se duas condições:

- se $\sigma_{vps} / \sigma_{vo}$ estiver entre 0,8 - 1,5 (caso normalmente adensado), o ajuste é feito transladando a curva até o ponto (σ_{vo}, e_o) sobre a reta virgem (Figura 10b).

- se $\sigma_{vps} / \sigma_{vo} > 1.5$ (caso pré-adensado), o ajuste é feito como no caso anterior, porém o ponto (σ_{vo}, e_o) não está sobre a reta virgem (Figura 10c).

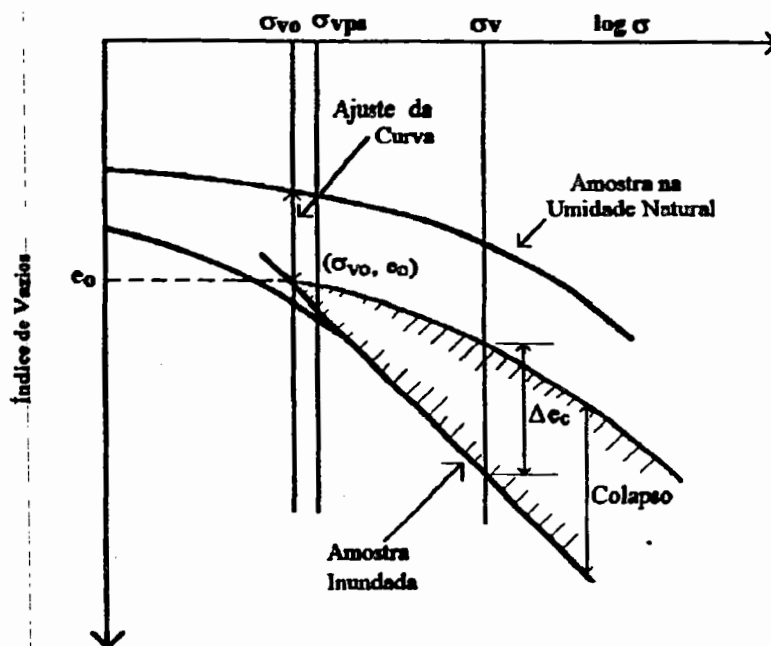


Figura 10b - Ajuste da curva para o Ensaio Duplo, solo normalmente adensado, proposto por JENNINGS & KNIGHT, (apud CLEMENCE, 1985).

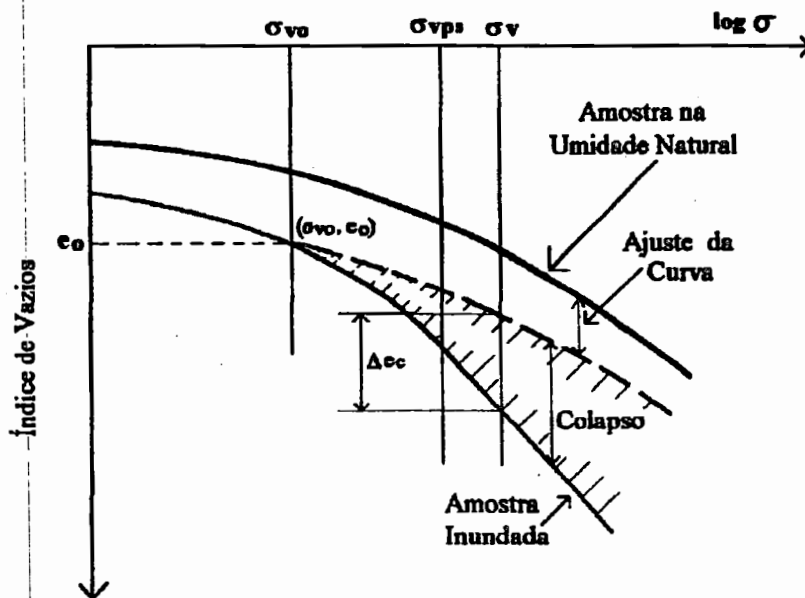


Figura 10c - Ajuste da Curva para o Ensaio Duplo, solo pré-adensado, proposto por JENNINGS & KNIGHT, (apud CLEMENCE, 1985)

Estes ajustes só devem ser aplicados aos solos que, sob a solicitação do peso próprio (σ_{vo}), não sofrem colapso quando inundados, ou seja, quando não ocorre variação do ponto (σ_{vo} , e_o).

De acordo com JENNINGS & KNIGHT (1975), os solos que apresentam este comportamento, são razoavelmente antigos e localizam-se em regiões de elevados índices pluviométricos. Tais ajustes não se aplicam a solos depositados recentemente, os quais sofrem colapso com o aumento da umidade, mesmo sem aplicação de sobrecarga.

* A preocupação em analisar as dispersões encontradas no potencial de colapso obtido com ensaios edométricos simples e duplos, têm sido demonstrada por vários autores.

* REZNIK (1989) mostrou que o potencial de colapso encontrado com o ensaio edométrico simples é de 10 a 20% menor que o determinado no ensaio edométrico duplo.

* ISMAEL (1989) relata que a grande vantagem do ensaio edométrico simples em relação ao edométrico duplo, está na eliminação dos problemas associados com o uso de duas amostras diferentes, no que se refere à preparação, ao grau de perturbação e a homogeneidade da amostra. Segundo o autor, o ensaio edométrico simples, fornece uma melhor representação das condições e dados mais consistentes, apesar da análise ser mais lenta.

* BASMA & TUNCER (1992) encontraram valores similares para os dois processos com amostras de solo compactado, com variação aleatória do teor de umidade, do grau de compactação e da pressão de umedecimento (Figura 11).

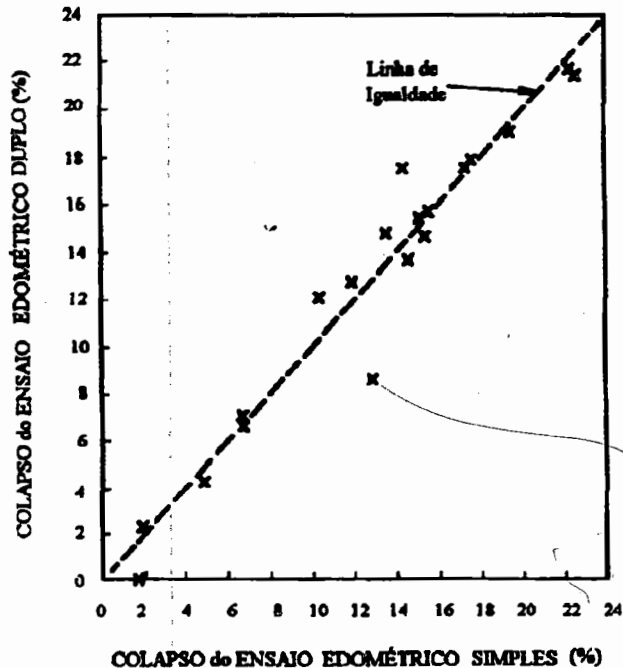


Figura 11 - Comparação entre o Potencial de Colapso obtido pelos Ensaio Edométricos Simples e Duplos (apud BASMA & TUNCER, 1992)

2.6 - Critérios de Identificação dos Solos Colapsíveis

Devido aos grandes problemas causados pelo colapso dos solos, surgiu a necessidade de criar critérios eficientes na identificação deste fenômeno. Entretanto, até o momento, os critérios disponíveis são limitados e ficam geralmente restritos aos solos a partir dos quais foram derivados. Assim, resultados válidos para determinada região não os são para outras, podendo levar a conclusões incorretas (NUÑEZ, 1975).

2.6.1 - Critérios Baseados nos Índices Físicos e limites de Atterberg

2.6.1.1 - Critério de Denisov (1951)

DENISOV¹ (1951) apud FEDA (1966), com base nos limites de consistência dos solos, estabeleceu um critério em que se aplica a relação entre índices de vazios. O autor definiu um coeficiente K, denominado “coeficiente de subsidência”, como sendo a relação entre o índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_L), e no estado natural (e_0):

$$K = \frac{e_L}{e_0} \quad (3)$$

se: $0,5 < K < 0,75$ - Solos altamente colapsíveis

$K = 1,0$ - Margas não colapsíveis

$1,5 < K < 2,0$ - Solos não colapsíveis

2.6.1.2 - Critério de Priklonskij (1952)

Esse critério citado por FEDA (1966), define um coeficiente (K_d), em função dos limites de Atterberg (liquidez, LL; plasticidade, LP) e do teor de umidade natural (w_0):

$$K_d = \frac{LL - w_0}{LL - LP} \quad (4)$$

Para: $K_d < 0$ - solos altamente colapsíveis

$K_d \geq 0,5$ - solos não colapsíveis

$K_d > 1,0$ - solos expansivos

2.6.1.3 - Código de Construção da União Soviética (1962)

Segundo NORTHEY (1969), esse critério define um coeficiente (λ) em função do índice de vazio no estado natural (e_0) e no estado do limite de liquidez (e_L), dado por:

¹ DENISOV, N. Y. (1951). *Stroitelnie Svoistva Lossa i Lossovidnych Suglinkov*. (The Engineering Properties of Loess and loess Loams) Gosstroizdat, Moscow, 136 pp. (in Russian)

$$\lambda = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} \quad (5)$$

É aplicado para solos com grau de saturação menor ou igual a 60%, os quais são colapsíveis para $\lambda \geq -0,1$ e expansivos para $\lambda \leq -0,3$.

2.6.1.4 - Critério de Gibbs & Bara (1967)

GIBBS & BARA (1967), definiram o coeficiente de subsidência R, da mesma forma que no método de Denisov. Este critério foi utilizado para a identificação de solos colapsíveis, quando da instalação do Canal de San Louis, na Califórnia, através da relação:

$$R = \frac{w_{sat}}{LL} \quad (6)$$

onde, w_{sat} é o teor da umidade necessário para o solo atingir um grau de saturação igual a 100% e LL é o limite de liquidez. Por este critério os solos colapsíveis apresentam R maior que um.

Pode-se analisar esse critério graficamente, sob diferentes situações, através da relação entre o peso específico seco do solo e o limite de liquidez. (Figura 12).

No caso I, têm-se um solo poroso, com um volume de vazios maior que o necessário para conter o volume de água correspondente à umidade no limite de liquidez, dando origem a um solo que pode ser saturado até o ponto de não apresentar mais resistência, sendo portanto susceptível ao colapso.

Quando o volume de vazios for menor que o necessário para conter o volume de água correspondente ao limite de liquidez, (caso III), o solo terá comportamento plástico com a saturação, e portanto, não estará sujeito ao colapso.

O caso II, constituiu a condição limite, em que o volume de vazios é igual ao volume de água no limite de liquidez e serviu para traçar o gráfico da Figura 12 que determina as densidades limites.

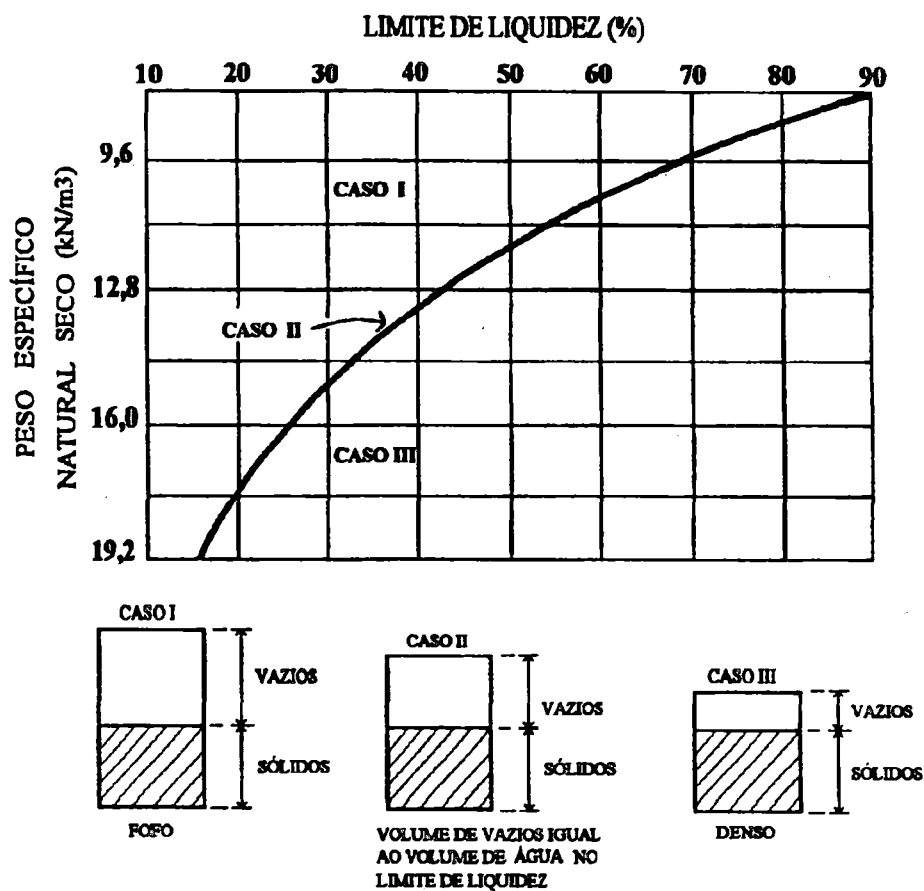


Figura 12 - Critério de Identificação da Colapsibilidade dos solos (apud GIBBS & BARA, 1981)

Segundo ARMAN & THORNTON (1973), o critério acima se aplica apenas a solos não cimentados e com $LL > 20\%$.

2.6.1.5 - Critério de Feda (1966)

FEDA (1966), propôs um coeficiente (K_1), para prever o colapso dos solos parcialmente saturados:

$$K_1 = \frac{\left(\frac{w_0}{S_0}\right) - LP}{LL - LP} \quad (7)$$

onde, S_0 é o grau de saturação natural, w_0 é a umidade natural e LL e LP são, respectivamente, o limite de liquidez e o de plasticidade da amostra.

De acordo com este critério, os solos que apresentam grau de saturação menor que 60% são chamados colapsíveis ou subsidentes se o valor de K_1 for maior que 0,85.

2.6.1.6 - Critérios de Kassif & Henkin (1967)

KASSIF & HENKIN² (1967) apud ARMAN & THORNTON (1973), previram a susceptibilidade de colapso de um solo loéssico através de um critério baseado na densidade seca e na umidade. Esse solo sofrerá grandes recalques se o produto entre a densidade aparente seca e o teor de umidade, em porcentagem, for menor que 15.

2.6.1.7 - Código de Obras da U.R.S.S. (1977)

Segundo REZNIK (1989), o solo é considerado colapsível quando o grau de saturação for menor que 80% e o coeficiente (CI) for menor que os valores da Tabela 4.

$$CI = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} \quad (8)$$

onde: e_0 é o índice de vazios inicial da amostra no estado natural e e_L é o índice de vazios no estado do limite de liquidez.

² KASSIF, G. and HENKIN, E. N. (1967). Engineering and Physico-Chemical Properties Affecting Piping Failure of Low Loess Dams in the Megev. Proc. 3rd Asian Regional Conf., SMFE, pp 13-16.

TABELA 4 - Coeficiente de Colapsibilidade (CI), Código de Obras da U.R.S.S. (1977)

Índice de Plasticidade	CI
$1 \leq IP \leq 10$	0,10
$10 \leq IP \leq 14$	0,17
$14 \leq IP \leq 22$	0,24

2.6.2 - Critério Baseado em Ensaio de Dispersão

ARMAN & THORNTON (1973), ao analisarem o comportamento dos siltes colapsíveis do sudoeste de Lousiana (E.U.A), verificaram através de observações visuais a dispersão do solo em uma solução de 3% de hexametáfosfato de sódio (*"calgon test"*) e que o mesmo será colapsível se a mistura apresentar uma coloração escura.

BENITES³ (1968) citado por LUTENEGGER & SABER (1988), sugeriu o ensaio de dispersão para indicar a colapsibilidade dos solos de Benson, Arizona (E.U.A). Este ensaio consiste na mistura de 2g de solo na umidade natural, em 125 ml de água destilada e na medida do tempo para que ocorra a completa dispersão. Os solos pesquisados eram considerados colapsíveis para um tempo de dispersão entre 20 a 30 segundos.

2.6.3 - Critério Baseado no Teor de Finos

HANDY⁴ (1973), apud LUTENEGGER & SABER (1988), constatou a variação da probabilidade de colapso dos solos loéssicos de Iowa com teor

³ BENITES, L.A. (1968). Geotechnical Properties of the Soil Affected by Piping Near the Benson Area, Cochise County, Arizonz, "Unpublished M.S. thesis, University of Arizona, Tuscon, AZ.

⁴ HANDY, R. L. (1973). Collapsible Loess in Iowa. Soil Science Society of America Proceedings, Vol. 37, pp281-284.

de argila (< 0,002 mm), como é mostrado na Tabela 5.

Tabela 5 - Variação da probabilidade do Colapso com o Teor de Finos (apud HANDY, 1973)

Teor de Finos (%)	Probabilidade do Colapso
< 16	Alta Probabilidade
16 - 24	Provavelmente Colapsível
24 - 32	Probabilidade menor que 50%
> 32	Geralmente não Colapsível

2.6.4 - Critério Baseado em Ensaio de Campo

A colapsibilidade pode ser determinada através dos ensaios CPT (Cone Penetration Test), e expressa da seguinte forma:

$$K_w = \frac{P_q}{P_{qw}} \quad (9)$$

onde:

P_q - resistência a penetração do cone no solo natural

P_{qw} - resistência a penetração do cone no solo inundado

K_w - coeficiente de colapso

Os solos loéssicos pesquisados, que apresentaram, conforme a carga aplicada, valores K_w maiores que os da Tabela 6, foram considerados colapsíveis.

Tabela 6 - Valores de K_w para Identificação da Colapsibilidade

Carga Aplicada (kPa)	K_w
100	2,0
200	1,5
300	1,3

2.6.5 - Identificação do Colapso pelas Equações de Basma & Tuncer

BASMA & TUNCER (1992), para a previsão do potencial de colapso, desenvolveram equações empregando análises de regressão múltiplas em dados de laboratório e obtiveram:

$$CP = 48,496 + 0,102 CU - 0,457 w_o - 3,533 \gamma_d + 2,80 \ln \sigma_w \quad (10)$$

$$CP = 48,506 + 0,072 (S-C) - 0,439 w_o - 3,123 \gamma_d + 2,85 \ln \sigma_w \quad (11)$$

Sendo:

CP - potencial de colapso

CU - coeficiente de uniformidade

w_o - umidade inicial (%)

γ_d - peso específico seco (kN/m^3)

(S-C) - diferença entre porcentagem de areia e argila (%)

σ_w - tensão de umedecimento (kPa)

Para verificar a validade das equações, os autores analisaram dados experimentais de campo, obtidos por HOUSTON et al (1988) e dados de laboratório apresentados por LAWTON et al (1989), chegando à conclusão que o potencial de colapso obtido pelas expressões apresentaram boa concordância com os dados analisados. Com base na equação 11, os autores criaram um gráfico que permite estimar o possível colapso do solo, fornecendo uma idéia qualitativa do problema. Este gráfico foi obtido com o solo na umidade de compactação e pressão de inundação $\sigma_w = 200$ kPa (Figura 13).

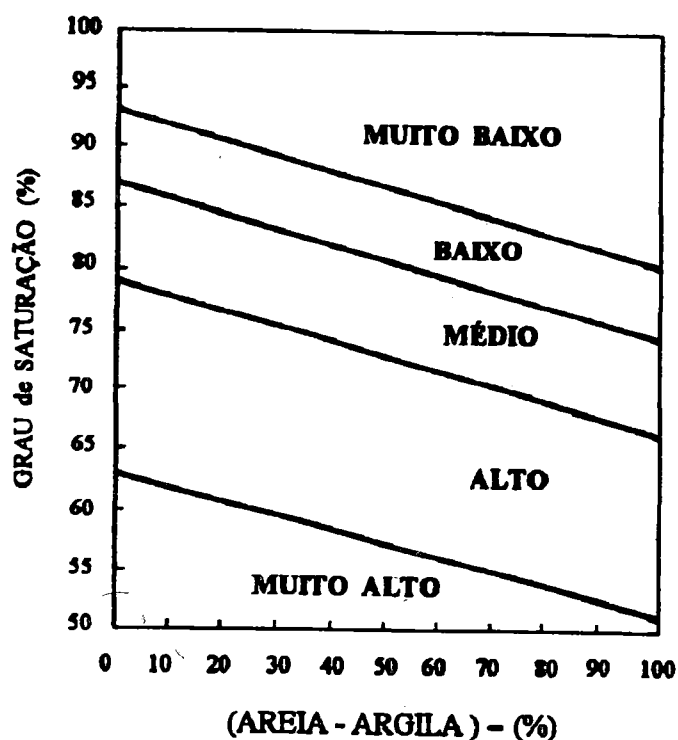


FIGURA 13 - Estimativa do Grau de Colapsibilidade (apud BASMA & TUNCER, 1992).

2.6.6 - Critérios Baseados nos Ensaio Edométricos

A utilização de critérios baseados no ensaio de compressão unidirecional (adensamento ou edométrico) fornece não apenas informações qualitativas, mas também valores prováveis da magnitude do colapso.

DENISOV⁵ (1951) apud NORTHEY (1969), propôs a utilização do ensaio edométrico com inundação por estágios e definiu o coeficiente de subsidência (R) para o solo, em várias situações (Figura 14).

⁵ DENISOV, N. Y. (1951). *Stroitelnie Svoistva Lossa i Lossovidnykh Suglinkov*. (The Engineering Properties of Loess and loess Loams) Gosstroizdat, Moscow, 136 pp. (in Russian)

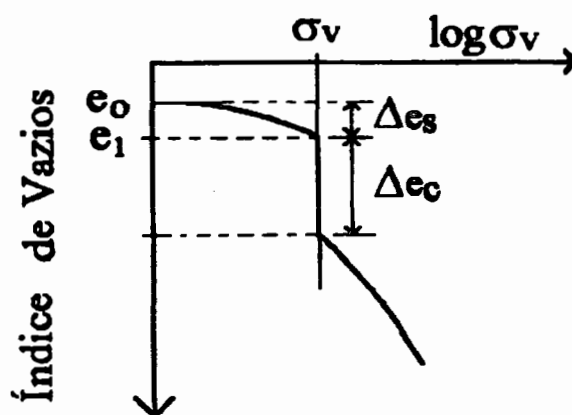


Figura 14- Curva e x $\log \sigma$ do Ensaio Edométrico.

↪ Coeficiente de subsidência devido à inundação (R_i):

$$R_i = \frac{\Delta e_c}{1 + e_1} \quad (12)$$

onde, Δe_c é a variação do índice de vazios devida ao umedecimento, e_1 é o índice de vazios na pressão σ_v , antes da inundação.

↪ Coeficiente de subsidência devido ao carregamento (R_p):

$$R_p = \frac{\Delta e_s}{1 + e_0} \quad (13)$$

onde, Δe_s é a variação do índice de vazios devida à aplicação σ_v e e_0 é o índice de vazios inicial da amostra

↪ Coeficiente de subsidência total (R_t):

$$R_t = \frac{\Delta e_s + \Delta e_c}{1 + e_0} \quad (14)$$

Vargas (1978) chamou o coeficiente de subsidência devido a inundação de coeficiente de colapso estrutural (i). De acordo com o autor,

quando $i > 2\%$ os solos são colapsíveis. Para Código de Obras da U.R.S.S. (1977) apud REZNIK (1992) o solo é colapsível quando $i > 1\%$.

REGINATTO & FERRERO (1973), introduziram um método baseado nos gráficos de deformação específica (ϵ) ou do índice de vazios (e) versus o logaritmo da tensão vertical, obtido do ensaio edométrico duplo (Figura 15). O coeficiente de colapso (C) é definido pela seguinte expressão:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{vo}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{vo}} \quad (15)$$

onde:

σ_{vps} - tensão de fluência do solo no estado saturado

σ_{vpn} - tensão de fluência do solo no estado natural

σ_{vo} - tensão vertical geostática

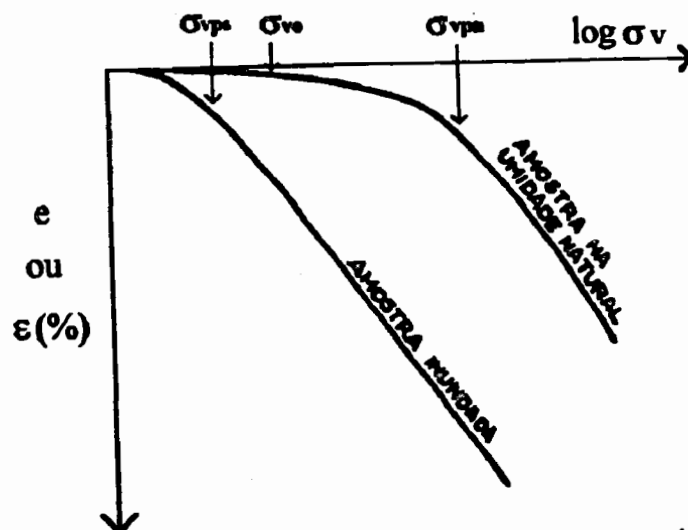


Figura 15 - Susceptibilidade do solo ao colapso (apud REGINATTO & FERRERO, 1973).

Quando $C < 0$ o solo é colapsível; se $0 < C < 1$, o solo será colapsível dependendo da tensão vertical total (σ) atuante sobre o solo.

Dessa forma, quando $\sigma_v < \sigma_{vps}$ não ocorrerá o colapso do solo; se $\sigma_{vps} < \sigma_v < \sigma_{vpn}$, o colapso ocorre quando o solo é inundado após carregamento. Quando $\sigma_v > \sigma_{vpn}$, o colapso ocorre mesmo sem inundação do solo. Quando $\sigma_{vps} = \sigma_{vpn}$ ($C=1$), o solo não é colapsível e seu comportamento independe do grau de saturação.

3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - Amostragem

Foram coletadas amostras de solo arenoso e argiloso, de duas regiões distintas. As amostras de solo arenoso (Solo A) são provenientes da cidade de São Carlos - SP (Bairro Santa Felícia) e as amostras de solo argiloso (Solo B) das proximidades da cidade de Ribeirão Preto - SP, mais precisamente da estrada SP 255 - Km 32,5.

Na obtenção das amostras indeformadas utilizaram-se caixas de aço de lados removíveis de forma a manter as condições naturais do solo em campo. Após sua retirada, os blocos tiveram suas faces devidamente parafinadas, sendo em seguida, armazenados em câmara úmida até sua utilização nos ensaios.

As amostras deformadas foram obtidas por escavação do solo do mesmo local da retirada dos blocos e acondicionadas em sacos plásticos devidamente etiquetados.

A amostra de Solo A foi retirada em três blocos cúbicos de 20 cm de lado a uma profundidade de 1,20m, a contar da superfície do terreno. A amostra de Solo B foi retirada em dois blocos cúbicos de 20 cm de lado a uma profundidade de 1,30m.

3.2 - Ensaios de Caracterização e Compactação

Os ensaios de identificação e caracterização dos solos arenoso e argiloso, foram efetuados de acordo com as normas brasileiras. Na preparação das amostras de solo para estes ensaios, utilizou-se a NBR 6457/86. Os ensaios de caracterização realizados foram os seguintes:

- Massa específica dos sólidos - NBR 6508/84
- Análise granulométrica conjunta - NBR 7181/84
- Limites de consistência - NBR 7180/84 e NBR 6459/84

Paralelamente aos ensaios de caracterização, realizou-se a compactação (Proctor Normal) dos solos de acordo com a NBR 7182/86. Para os solos argilosos, visando economizar material para ensaios futuros, foi realizada a compactação com reúso do solo. Entretanto, para os solos arenosos, cujas amostras são provenientes da região de São Carlos, de fácil acesso, realizou-se o ensaio de compactação sem o reúso do solo.

3.3 - Caracterização Mineralógica

Os ensaios de análise térmica diferencial (ATD), foram realizados, com o intuito de classificar os principais argilominerais presentes no solo.

Na realização deste ensaio utilizou-se o Sistema de Análises Térmicas da BP Engenharia - modelo RB 3000 com módulo de informatização. As condições para realização dos ensaios foram as seguintes:

- Limite de aquecimento: 1050 °C
- Velocidade de aquecimento: 12,5 °C

3.4 - Ensaio Edométrico

Antes de iniciar os ensaios edométricos, houve a necessidade de calibrar as prensas a serem utilizadas, bem como os anéis e as sobrecargas a serem aplicadas.

Com este propósito, foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 10 KN. Inicialmente calibrou-se a célula de carga, encontrando sua constante (constante = 0,66). Em seguida, calibraram-se as seis prensas que seriam utilizadas nos ensaios. Os dados desta calibração, bem como, os gráficos correspondentes estão no Anexo I.

Após a calibração das prensas deu-se início aos ensaios propriamente ditos. No início foram realizados alguns testes para identificar o comportamento dos solos frente aos carregamentos, bem como estabelecidos critérios com os quais os solos seriam estudados. Para manter inalteradas as condições de umidade antes da inundação, a célula convencional foi envolvida em um filme transparente de PVC (tipo magipack).

Na aplicação dos estágios de carga, cada incremento correspondeu ao dobro do carregamento total anterior (com exceção dos dois últimos carregamentos) e nesta ordem:

1º. Carregamento: 6,25 kPa

2º. Carregamento: 12,5 kPa

3º. Carregamento: 25 kPa

4º. Carregamento: 50 kPa

5º. Carregamento: 100 kPa

6º. Carregamento: 200 kPa

7º. Carregamento: 400 kPa

8º. Carregamento: 800 kPa

9º. Carregamento: 1200 kPa

10º. Carregamento: 1600 kPa

Um novo incremento de carga foi sendo acrescentado à medida que se cessavam as deformações correspondentes ao estágio anterior.

Os primeiros ensaios foram realizados com amostras de solo na umidade natural, sem inundação, de forma a definir a reta virgem de compressão. Após estes, passou-se aos ensaios edométricos com inundação, principais objetos de estudo desta pesquisa.

O procedimento adotado na realização destes ensaios se deu da seguinte forma: inicialmente carregaram-se os corpos de prova até uma tensão preestabelecida e aguardou-se o término das deformações. Neste instante, inundaram-se os corpos de prova e na sequência prosseguiram-se com os carregamentos até o último estágio.

Os ensaios edométricos foram efetuados com amostras compactadas e com amostras indeformadas.

3.4.1 - Ensaios Edométricos com Amostras Compactadas

Os ensaios com amostras compactadas foram realizados apenas com o solo arenoso (Solo A) preparado com umidade de 12%. Esta compactação foi realizada em uma pequena prensa de compressão simples com algumas modificações nos anéis compactadores. Para um maior controle da homogeneidade dos corpos de prova, optou-se por uma compactação estática.

O solo utilizado na compactação, foi dividido em duas partes iguais; colocou-se uma destas partes na célula convencional e com a ajuda de um pistão, realizou-se a compactação. Depois, escarificou-se a amostra, de modo a obter uma maior homogeneidade entre as duas camadas e compactou-se a segunda metade de solo. Desta forma, foram obtidos corpos de prova, onde as características de compactação puderam ser controladas e conhecidas com maior segurança.

Foram testados três graus de compactação (GC): 90%, 88%, 85%. Optou-se, entretanto, em utilizar, os valores de 88 e 85% para a realização destes ensaios edométricos, por propiciar um maior potencial de colapso nos solos. Os corpos de prova compactados foram inundados com água e soluções à base de hexametáfosfato de sódio, nas tensões de 400 kPa e 800kPa.

3.4.2 - Ensaios Edométricos com Amostras Indeformadas

Nos ensaios com amostras indeformadas, objeto principal deste trabalho, primeiramente estudou-se o comportamento colapsível dos solos frente a diferentes carregamentos (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa) e inundação com água, sendo escolhida a tensão de 100 kPa para a realização dos ensaios com as diferentes substâncias químicas. Estes ensaios foram realizados com os Solos A e B.

3.4.3 - Fluidos de Inundação

A princípio, como fluidos percolantes, seriam utilizados aqueles que, em condições reais, poderiam influir nas condições dos solos locais, tais

como, álcool, gasolina, efluentes de indústrias cítricas, de indústrias de papel e celulose, de indústrias químicas de remédios, etc. Este procedimento, entretanto, dificultaria o trabalho devido a variabilidade das características destas substâncias. O critério adotado consistiu, então, em preparar soluções químicas em laboratório, procurando reproduzir as composições químicas de alguns destes efluentes.

Foram utilizados nove fluidos distintos, divididos em duas etapas de ensaios. Em uma primeira etapa utilizaram-se seis fluidos de inundação. A primeira combinação química analisada foi uma mistura de hidróxido de sódio (NaOH) com hexametáfosfato de sódio $(\text{NaPO}_4)_6$ até atingir o pH desejado (pH=11). Além desta fizeram-se ensaios com uma solução de hexametáfosfato de sódio (pH=6,3) e uma solução ácida, de hexametáfosfato de sódio $(\text{NaPO}_4)_6$ com adição de ácido fosfórico (H_3PO_4) , com o pH de 3,0. Na sequência utilizou-se ainda água destilada, álcool e benzeno. De todos os fluidos acima foi medido o pH e a constante dielétrica.

Após a análise dos ensaios realizados com os fluidos descritos na 1ª etapa, verificou-se a necessidade de efetuar ensaios com outros fluidos de constantes dielétricas intermediárias; desta forma, foram escolhidos a amônia, o metanol e a formamida, fluidos estes, com pH e constantes dielétricas definidas.

Outra característica química do fluido de saturação que foi analisada foi a concentração. Realizaram-se ensaios edométricos com os Solos A e B, inundados com soluções de hexametáfosfato de sódio $(\text{NaPO}_3)_6$ e de ácido fosfórico (H_3PO_4) , em diferentes concentrações: $(\text{NaPO}_3)_6$ - C = 10 g/l; C = 200 g/l; C = 400 g/l e (H_3PO_4) - C = 10%, C = 25% e C = 50%.

3.4.3.1 - O pH dos fluidos de inundação

O pH dos fluidos de saturação foi medido com o auxílio de um medidor de pH. O valor encontrado para as substâncias puras foram os seguintes: álcool (pH=6,2), benzeno (pH=4,97), hexametáfosfato de sódio (pH=6,3), amônia (pH=14), metanol (pH=9,33) e formamida (pH=9,87).

Soluções químicas compostas por hexametáfosfato de sódio foram preparadas com o intuito de obter uma solução ácida e outra alcalina. Para a solução ácida adicionou-se ao hexametáfosfato de sódio o ácido fosfórico obtendo-se uma solução com pH=3. Para a solução alcalina adicionou-se o hidróxido de sódio até atingir pH=11.

Além destes fluidos, foi utilizada, também, água destilada (pH=6,8) para servir como parâmetro de comparação. Para os fluidos de diferentes concentrações de hexametáfosfato de sódio e ácido fosfórico, obtiveram-se os seguintes valores de pH:

$(\text{NaPO}_3)_6$ C = 10 g/l; pH = 6.19;

$(\text{NaPO}_3)_6$ C = 200 g/l; pH = 5.4;

$(\text{NaPO}_3)_6$ C = 400 g/l; pH = 5.12;

H_3PO_4 C=10%; pH = 0.2;

H_3PO_4 C=25%; pH = 0.32;

H_3PO_4 C=50%; pH = 0.93;

3.4.3.2 - A constante dielétrica dos fluidos de inundação

A constante dielétrica dos fluidos mede a facilidade com que uma substância química é capaz de interagir com um campo elétrico, alterando sua magnitude.

Nesta pesquisa, as constantes dielétricas dos fluidos de saturação foram medidas com o auxílio da Técnica de Reflectometria no Domínio do Tempo (TDR), que funciona com o mesmo princípio do radar. Ela mede a propagação de um pulso eletromagnético ou, o tempo em que um pulso emitido leva para retornar ao sistema. A velocidade de propagação do sinal está relacionada com a constante dielétrica do meio (CARNEIRO & CONCIANI, 1997).

O cálculo da constante dielétrica é feito empregando-se a Equação 1, que mede a distância virtual entre o início e o final da sonda percorrida por um sinal de características conhecidas. O fator 2 leva em conta que o sinal faz o caminho de ida e volta, portanto, 2 vezes o comprimento da sonda.

$$\varepsilon = \left(\frac{S_{TDR}}{V_p L} \right)^2 \quad (16)$$

onde:

ε - constante dielétrica;

S_{TDR} - comprimento virtual da sonda medido com o TDR;

V_p - velocidade de propagação do sinal eletromagnético no meio.

A constante dielétrica encontrada para a água destilada, o álcool e o benzeno, à 20°C, foram, respectivamente, 78, 24 e 2,28; valores estes, muito próximos aos relatados na literatura. As substâncias contendo o hexametáfosfato de sódio como fluido padrão apresentaram, todas, constante dielétrica igual a 120; os fluidos de diferentes concentrações de hexametáfosfato de sódio e ácido fosfórico apresentaram uma constante dielétrica de 119,9. A constante dielétrica da amônia, do metanol e da formamida foram obtidas na bibliografia (WEAST, 1985), cujos valores são, respectivamente 16,9, 33,62 e 109.

Nota-se que as medidas realizadas com a Técnica de Reflectometria no Domínio do Tempo (TDR), para as soluções à base de hexametáfosfato de sódio e ácido fosfórico não constituem valores confiáveis. Com o intuito de encontrar os reais valores destas constantes dielétricas foi realizado um outro ensaio; este consistiu em encontrar a constante dielétrica através da capacitância das soluções químicas.

Este ensaio foi efetuado no Departamento de Elétrica da Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo (EESC-USP), com o equipamento da marca Hewlett Packard (HP) modelo 4284 A. Através deste ensaio também não foi possível encontrar resultados confiáveis para tais fluidos, ficando estes, fora das análises finais relacionadas à constante dielétrica.

3.5 - Ensaio de peneiramento com lavagem

Após a realização dos ensaios edométricos, os solos eram reservados para ensaios de peneiramento com lavagem com o intuito de estimar o poder defloculante dos fluidos de saturação utilizados.

Inicialmente o solo foi destorroado com cuidado durante dois minutos; em seguida, efetuou-se uma lavagem do solo na peneira 200 (#200), durante cinco minutos com um litro de água. A quantidade de solo que passou na peneira foi levado à estufa para secar e posteriormente pesado. Comparando os valores encontrados obtidos na análise granulométrica conjunta, realizada antes dos ensaios edométrico, pode-se avaliar se a substância química influenciou na defloculação dos solos.



4 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

Foram realizados ensaios com dois tipos de solos de ocorrência bastante comum no interior de São Paulo. O Solo A, de textura arenosa, coletado do município de São Carlos - SP (Bairro Santa Felícia), coordenadas 21° 28' S - 47° 54' W; e o Solo B, de textura argilosa, coletado na região de Ribeirão Preto - SP, na estrada SP-255 - Km 32,5, coordenadas 22° 00' S - 45° 54' W.

4.1 - Aspectos Econômicos e Fisiográficos das regiões estudadas

A região de São Carlos localiza-se na porção centro - oriental do Estado de São Paulo. Apresenta como principais atividades econômicas a citricultura, pecuária, cana-de-açúcar e um centro industrial de alta tecnologia.

A geomorfologia da região é formada por relevo colinoso, onde predominam baixas declividades (até 15%) e amplitudes locais inferiores a 100 metros. É constituído principalmente por colinas médias onde há predominância de interflúvios com áreas de 1,0 a 4,0 Km², topos aplainados, vertentes com perfis retilíneos e convexo e por colinas amplas onde predominam interflúvios com áreas superiores a 4,0 Km, topos extensos a aplainados, vertentes com perfis retilíneos e convexos. Localmente apresenta planícies aluvionares. (IPT, 1981)

O clima é sub-tropical mesotérmico, úmido, com chuvas de verão e estiagem branda no inverno. A estação chuvosa (outubro a março) é de clima sub-tropical, super úmido e a estação seca (abril a setembro) é de clima temperado super-úmido. As temperaturas variam, em média, entre 16°C no inverno e 26°C no verão (BORTOLUCCI, 1983).

A região de Ribeirão Preto, situada na porção nordeste do Estado de São Paulo, possui grande desenvolvimento econômico e apresenta como principais fatores responsáveis por esta situação as atividades agropecuárias e a agro-indústria, relacionada principalmente, à produção de cana de açúcar.

O relevo é formado principalmente por morros com encostas suavizadas e morros amplos, morros arredondados e colinas amplas e médias (IPT, 1981). Localmente apresenta mesas basálticas e as planícies aluvionares.

O clima, nas altitudes médias (média de 600 metros), é do tipo tropical com verão chuvoso e inverno seco e com temperatura do mês mais frio maior que 18°C. Nos locais com altitudes mais elevadas (média de 900 metros), o clima é temperado de verão chuvoso e inverno seco com temperatura de mês mais quente inferior a 22°C (ZUQUETTE, 1991).

4.2 - Aspectos Geológicos e Pedogênicos

Geologicamente, a região de São Carlos - SP está assentada sobre as rochas do Grupo São Bento, constituídas pelos arenitos da Formação Botucatu e pelas rochas magmáticas básicas da Formação Serra Geral. Sobre estas rochas ocorrem os conglomerados e arenitos do grupo Bauru e sobrejacente, cobrindo toda a região, encontra-se uma camada de sedimentos cenozóicos (BORTOLUCCI, 1983).

Este sedimento é produto do retrabalhamento dos materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu, devido ao transporte aluvionar e coluvionar. A ação do intemperismo sob condições climáticas de região tropical provocaram um processo de laterização no solo superficial, caracterizado pela lixiviação dos finos, porosidade, presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e de minerais estáveis como o quartzo e argilas do grupo das caulinitas.

Nesta região o sedimento cenozóico apresenta-se em camada superficial, com espessura variando de 4 a 10 metros, sendo limitado por uma linha de seixos. Possui característica típica de material laterizado, com baixo teor de umidade natural. Segundo VILAR (1979), o sedimento cenozóico, em condições naturais é arenoso, muito poroso, pouco denso, facilmente erodível, apresentando características colapsíveis quando inundado. Entretanto, quando compactado, este sedimento mostra qualidades mecânicas e hidráulicas favoráveis às aplicações em Engenharia Civil.

A região de Ribeirão Preto situada na borda oriental da Bacia do Paraná, é geologicamente parecida com a região de São Carlos, sendo composta por rochas sedimentares das Formações Botucatu e Pirambóia e pelos magmatitos da Formação Serra Geral, porém com predominância deste último. Apresenta também depósitos aluvionares recentes nas margens das principais drenagens.

O local de amostragem do solo utilizado na pesquisa (estrada SP-255, Km 32,5), situa-se na área constituída pelas rochas magmáticas básicas da Formação Serra Geral. Os solos superficiais são extremamente argilosos (decomposição de basaltos e diabásios), e revelam comportamento laterítico; apresentam espessuras que variam de alguns centímetros até 20 metros.

4.3 - Ensaio de Caracterização e Compactação

Os resultados dos ensaios de caracterização, bem como, os índices físicos dos solos utilizados na pesquisa estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Índices Físicos dos Solos A e B e resultado dos ensaios de Caracterização

solo	Granulometria			ps	ρ	wnat	pd	e	n	Sr	Limites de Consistência		
	(%)										g/cm ³	g/cm ³	g/cm ³
	argila	silte	areia										
A	27	10	63	2.708	1.548	18.3	1.308	1.07	52	46	38	20	18
B	48	39	13	2.937	1.243	30.4	0.953	2.08	67	43	51	38	13

Com a obtenção das curvas granulométricas dos Solos A e B (Figura 16), os mesmos foram classificados quanto à textura, respectivamente, como areia argilosa e argila siltosa, de acordo com o Diagrama Triangular de FERET (BUENO & VILAR, 1984).

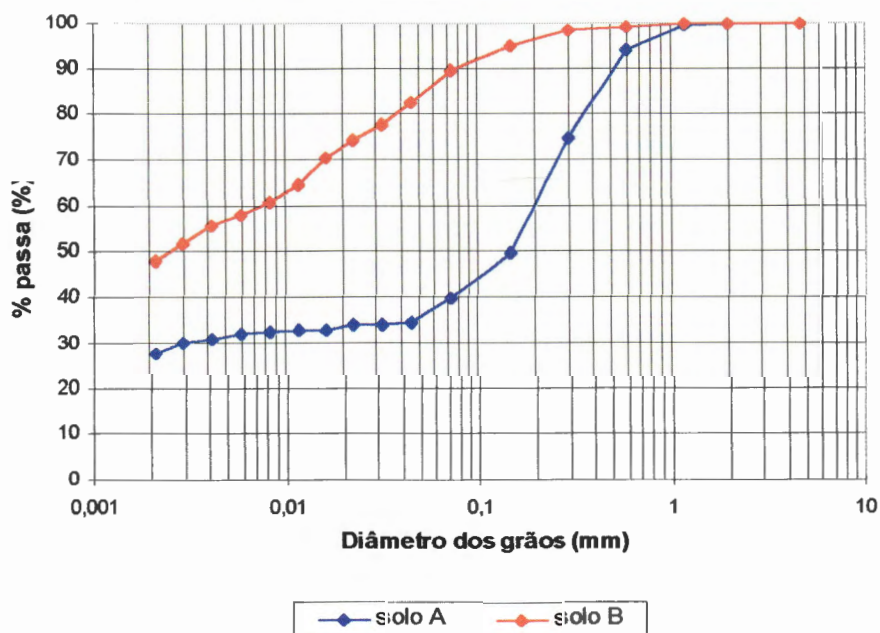


Figura 16 - Curvas Granulométricas dos Solos A e B.

Os valores encontrados nos ensaios de limites de liquidez e plasticidade estão inseridos na carta de plasticidade (Figura 17).

Levando-se em conta os dados de granulometria e plasticidade, o Solo A pode ser classificado, de acordo com o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), no grupo SC, das areias argilosas e o Solo B enquadra-se no grupo MH dos siltes elásticos.

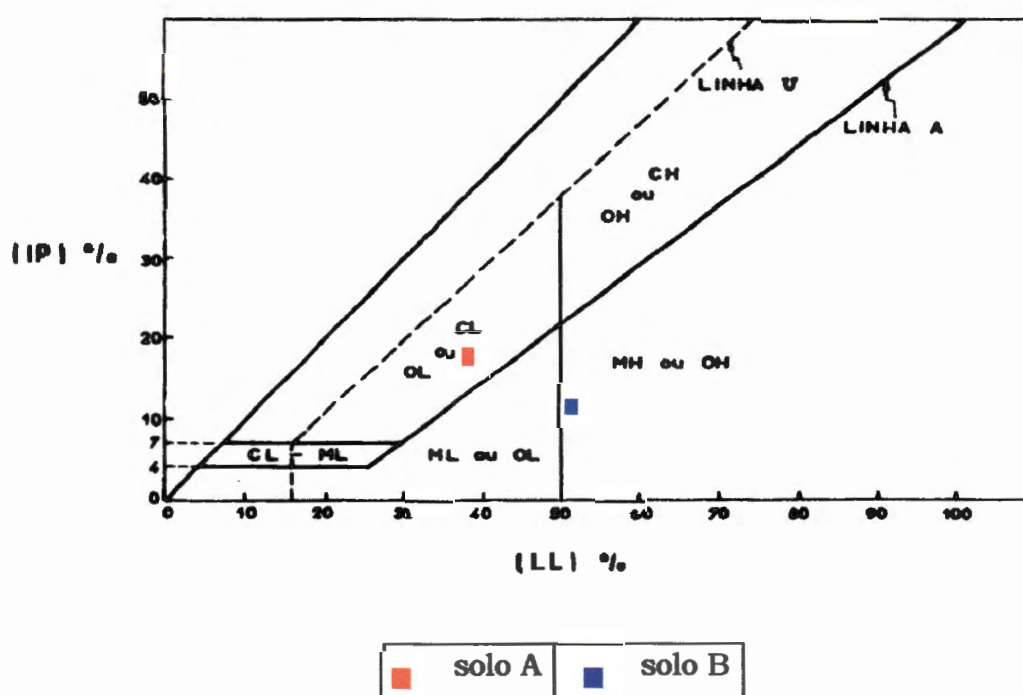


Figura 17 - Carta de Plasticidade

As curvas de Compactação Proctor Normal dos Solos A e B estão apresentadas na Figura 18. Na Tabela 8, são mostrados os resultados destes ensaios.

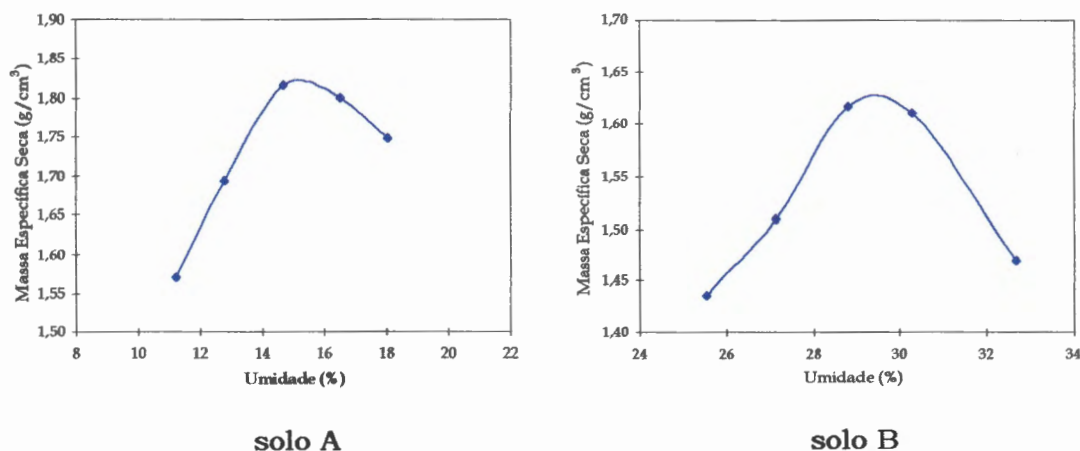


Figura 18 - Curvas obtidas com o ensaio de Compactação Proctor Normal.

Tabela 8 - Resultados dos Ensaio de Compactação Proctor Normal.

solo	$p_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)	wot (%)
A	1.84	15.3
B	1.65	29.6

Para o conhecimento da mineralogia dos solos foi realizado o ensaio de Análise Térmica Diferencial (ATD). Deste ensaio resulta um termograma cuja análise é feita de acordo com os picos endotérmicos. Pelo que se observa, tanto nas Figuras 19 (Solo A) e 20 (Solo B), ocorre um pico mais proeminente à aproximadamente 335 °C. De acordo com este comportamento térmico, pode-se supor que o pico endotérmico mais agudo, é devido aos hidróxidos.

Estes hidróxidos dão bandas endotérmicas muito intensas de desidroxilação, geralmente entre 300 °C e 550 °C (SOUZA SANTOS, 1989). Segundo o autor, a gibsita (Al(OH)₃), apresenta um pico máximo de desidroxilação de 350 °C. Pelo pico endotérmico resultante das duas análises, pode-se inferir que este é o hidróxido presente nos dois solos.

O segundo pico endotérmico mais acentuado, está aproximadamente à 596°C. O argilomineral predominante nesta temperatura é a caulinita. A

450°C, inicia-se sua reação de desidroxilação, que é completada a 600 °C, temperatura onde esta espécie mineralógica sofre transformações em sua rede cristalina, transformando-se em metacaulinita (SOUZA SANTOS, 1989).

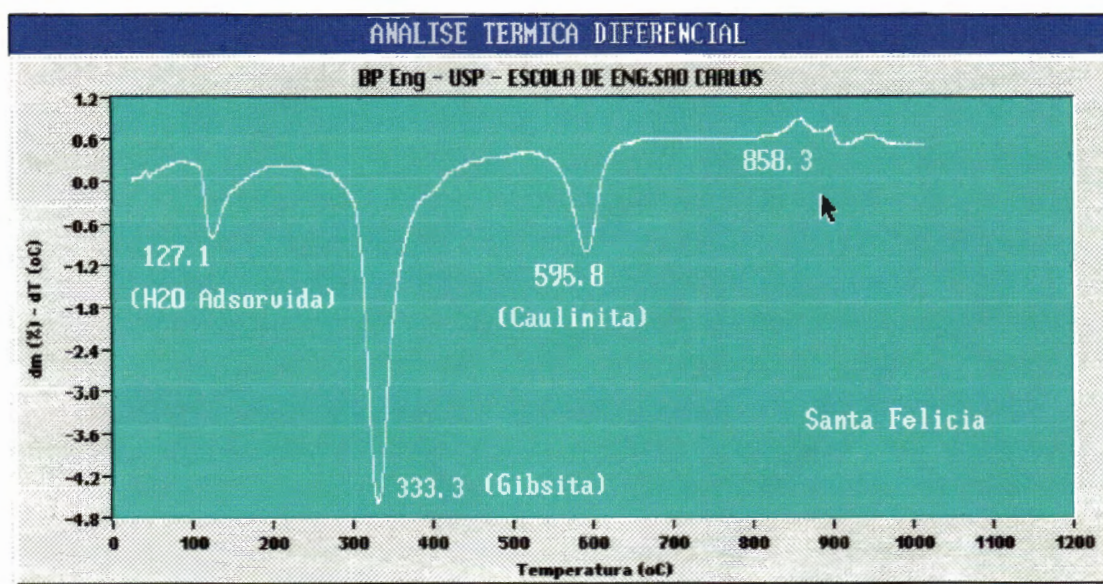


Figura 19 - Termograma do Solo A

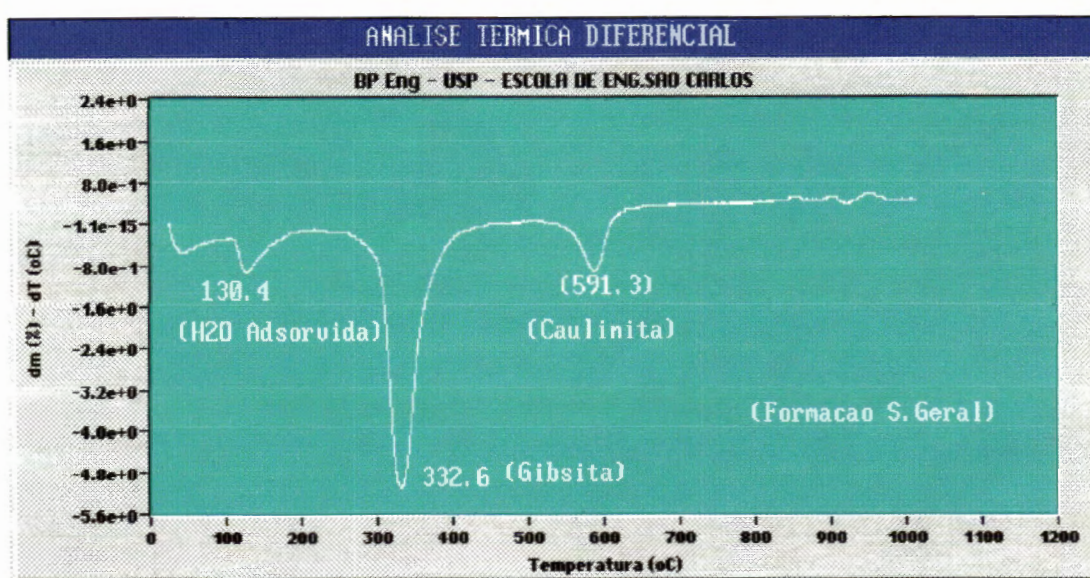


Figura 20 - Termograma do Solo B

5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 - Ensaio Edométrico

Foram realizados, ao todo, 96 ensaios edométricos assim distribuídos:

- Solo A (amostra compactada) - 43 ensaios
- Solo A (amostra indeformada) - 27 ensaios
- Solo B (amostra indeformada) - 26 ensaios

5.1.1 - Ensaio com Amostras Compactadas

Os ensaios realizados com amostras compactadas foram efetuados apenas para os solos arenosos, preparados com teor de umidade de 12%, considerando distintos graus de compactação e tensões de inundação.

Os resultados destes ensaios estão apresentados na Tabela 9. Para facilitar a identificação, os ensaios vêm codificados nesta tabela através de três símbolos. Inicialmente o número do ensaio, em seguida a **letra D** que indica amostra deformada e por último as **letras SF** originárias do local de amostragem (Santa Felícia - Bairro de São Carlos onde se deu a retirada das amostras).

Nas demais colunas têm-se: o grau de compactação (GC); a tensão de inundação (σ_i); a variação do índice de vazios (Δe) devido a esta inundação; o índice de vazios antes da inundação (e_{ai}); o fluido de inundação com seu respectivo pH e o potencial de colapso da amostra de solo (I), sendo $I = \Delta e / (1 + e_{ai})$, onde Δe é a variação do índice de vazios devido ao colapso.

Tabela 9 - Ensaios edométricos realizados com amostras compactadas.

Ensaio	GC (%)	σ_i (kPa)	Δe	e_{ai}	Fluido de Inundação	pH	I (%)
1D - SF	90	200	0.007	0.649	água	6.8	0.42
2D - SF	90	200	0.00	0.601	água	6.8	0.00
3D - SF	90	400	0.003	0.645	água	6.8	0.18
4D - SF	90	400	0.003	0.582	água	6.8	0.19
5D - SF	90	800	0.053	0.609	água	6.8	3.29
6D - SF	85	400	0.135	0.703	água	6.8	7.93
7D - SF	85	800	0.166	0.687	água	6.8	9.84
8D - SF	88	400	0.047	0.658	água	6.8	2.83
9D - SF	88	800	0.144	0.621	água	6.8	8.88
10D - SF	88	25	0.006	0.671	água	6.8	0.36
11D - SF	85	25	0.002	0.729	água	6.8	0.12
12D - SF	85	800	0.278	0.697	(NaPO ₄) ₆ +NaOH ¹	11	16.38
13D - SF	88	800	0.138	0.649	(NaPO ₄) ₆ +NaOH	11	8.37
14D - SF	85	400	0.199	0.713	(NaPO ₄) ₆ +NaOH	11	11.62
15D - SF	88	400	0.139	0.643	(NaPO ₄) ₆ +NaOH	11	8.46
16D - SF	88	400	0.237	0.624	(NaPO ₄) ₆ +NaOH	11	14.6
17D - SF	88	800	0.210	0.642	(NaPO ₄) ₆ +NaOH	11	12.8
18D - SF	85	800	0.321	0.662	(NaPO ₄) ₆ +NaOH	11	19.31
19D - SF	85	400	0.077	0.518	(NaPO ₄) ₆ +NaOH	11	5.07
20D - SF	85	400	0.137	0.670	água	6.8	8.20
21D - SF	85	800	0.218	0.690	água	6.8	12.90
22D - SF	88	800	0.116	0.624	água	6.8	7.14
23D - SF	88	400	0.03	0.647	água	6.8	1.82
24D - SF	85	400	0.289	0.674	(NaPO ₄) ₆ ²	6.3	17.3

¹ (NaPO₄)₆+NaOH - Hexametáfosfato de sódio + hidróxido de sódio

² (NaPO₄)₆ - Hexametáfosfato de sódio

Continuação da Tabela 9

Ensaio	GC (%)	σ_c (kPa)	Δe	e_{ai}	Fluido de Inundação	pH	I (%)
25D - SF	85	800	0.317	0.678	(NaPO ₄) ₆	6.3	18.89
26D - SF	88	400	0.229	0.613	(NaPO ₄) ₆	6.3	14.20
27D - SF	88	800	0.175	0.611	(NaPO ₄) ₆	6.3	10.87
28D - SF	88	400	0.226	0.639	(NaPO ₄) ₆ +H ₃ PO ₄ ³	3	13.79
29D - SF	88	800	0.243	0.612	(NaPO ₄) ₆ +H ₃ PO ₄	3	15.10
30D - SF	85	400	0.307	0.710	(NaPO ₄) ₆ +H ₃ PO ₄	3	17.95
31D - SF	85	800	0.304	0.702	(NaPO ₄) ₆ +H ₃ PO ₄	3	17.86
32D - SF *	88	400	0.185	0.618	água	6.8	11.43
33D - SF	88	800	0.129	0.629	água	6.8	7.92
34D - SF	85	800	0.240	0.670	água	6.8	14.37
35D - SF	85	400	0.071	0.671	água	6.8	4.23
36D - SF	88	400	0.051	0.644	água	6.8	3.10
37D - SF	88	400	0.063	0.615	água	6.8	3.90
38D - SF	88	400	0.026	0.652	água	6.8	1.57
39D - SF	88	400	0.062	0.622	água	6.8	3.82
40D - SF *	88	400	0.001	0.616	água	6.8	0.06
41D - SF	88	400	0.026	0.761	água	6.8	1.48
42D - SF	88	400	0.057	0.743	água	6.8	3.27
43D - SF	88	400	0.024	0.760	água	6.8	1.36

* ensaios descartados por problema de execução.

Os gráficos das Figuras 21, 22, 23, e 24 ilustram as diferenças no potencial de colapso dos solos inundados com fluidos químicos com distintos graus de compactação e tensão de inundação. O gráfico da Figura 25 compara os resultados dos ensaios realizados com os diferentes fluidos de inundação.

Os ensaios edométricos realizados com amostras de solo inundadas com água, estão representados nos gráficos (Figuras 21, 22, 23, 24, e 25), pelo valor médio dos potenciais de colapso dos ensaios realizados com o mesmo grau de compactação e tensão de inundação.

³ (NaPO₄)₆+H₃PO₄ - Hexametáfosfato de sódio + Ácido fosfórico

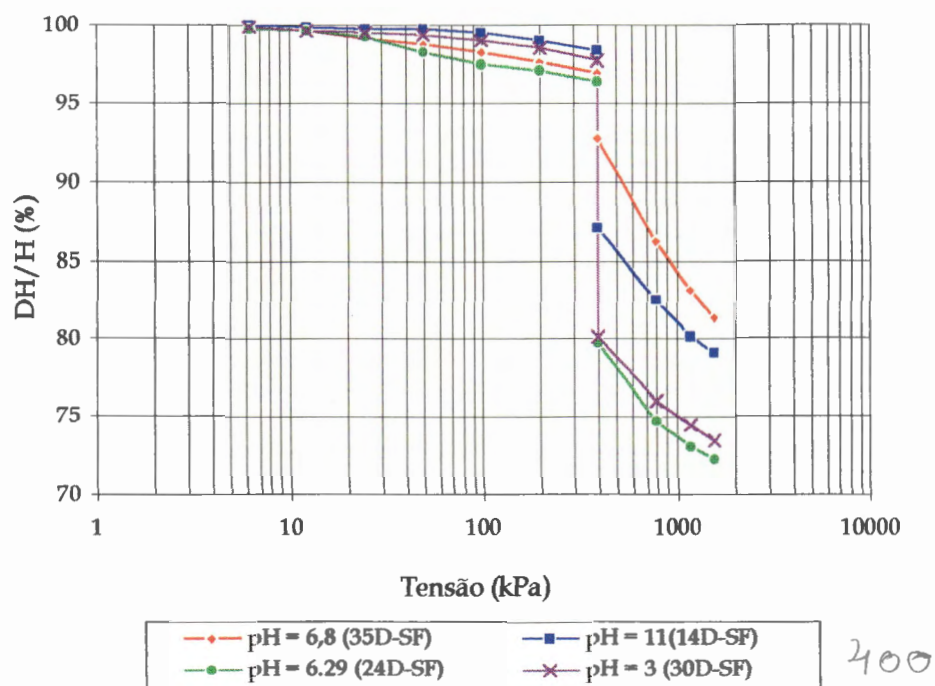


Figura 21 - Ensaio edométrico realizado com $GC = 85\%$ e $\sigma_i = 400$ kPa, inundados com fluidos distintos.

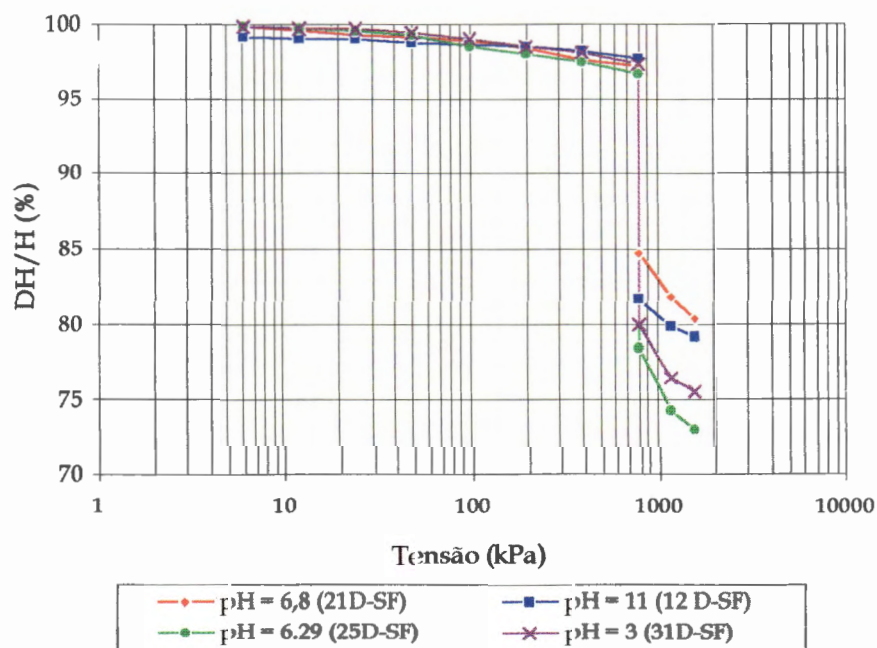


Figura 22 - Ensaio edométrico realizado com $GC = 85\%$ e $\sigma_i = 800$ kPa, inundados com fluidos distintos.

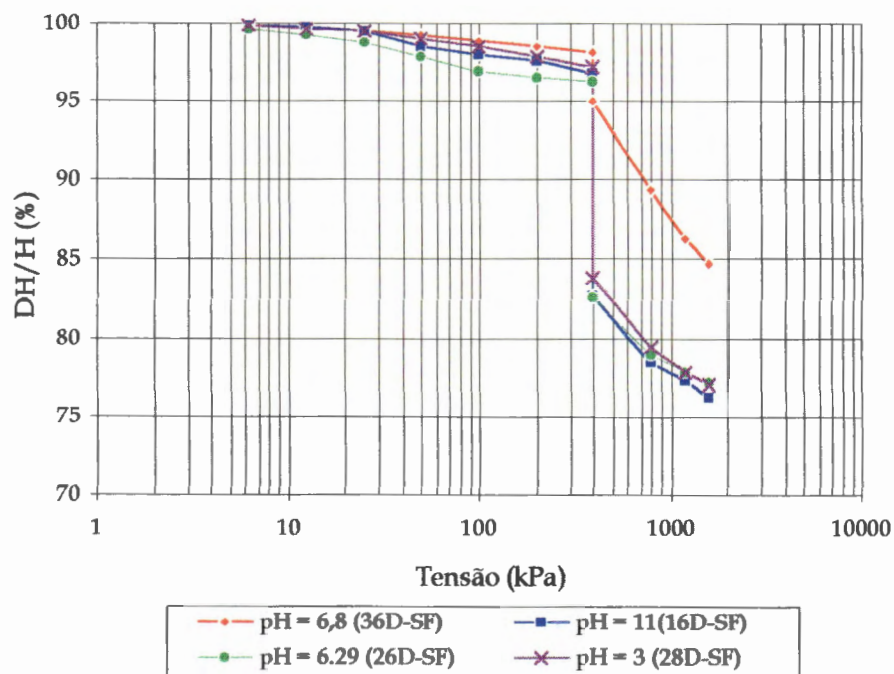


Figura 23 - Ensaios edométricos realizados com GC = 88% e $\sigma_i = 400$ kPa, inundados com fluidos distintos.

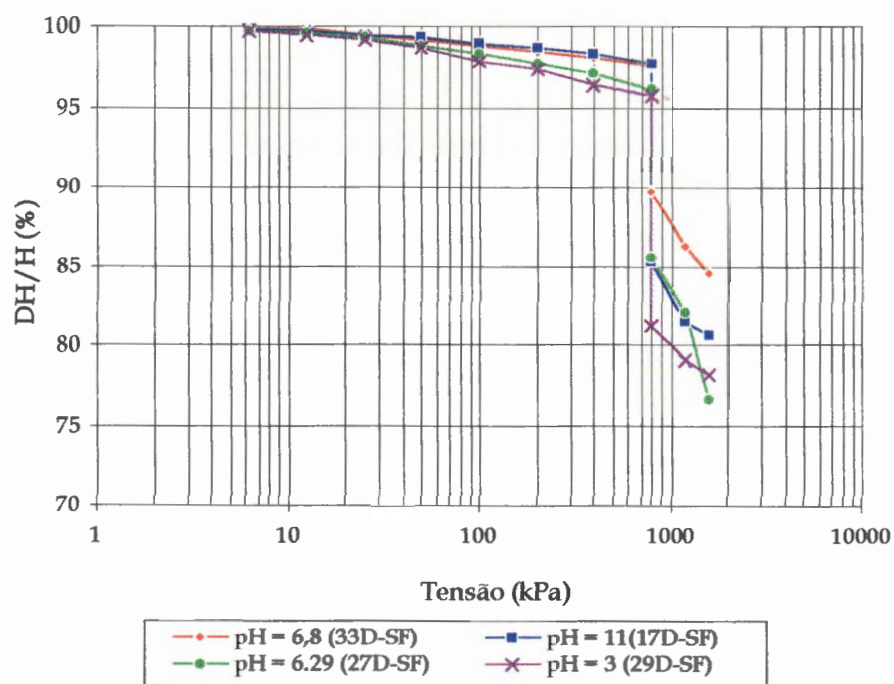


Figura 24 - Ensaios edométricos realizados com GC = 88% e $\sigma_i = 800$ kPa, inundados com fluidos distintos.

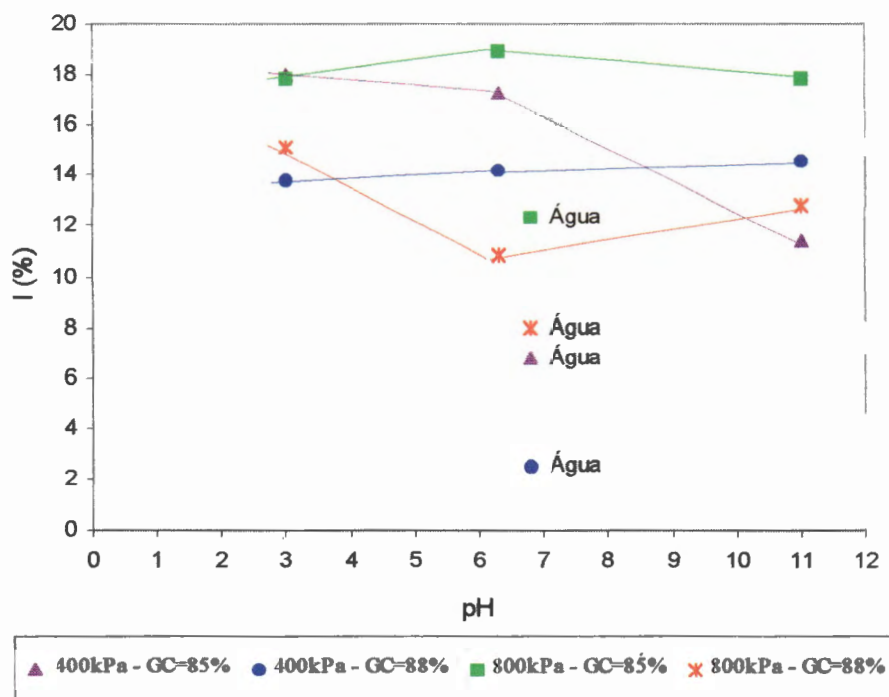


Figura 25 - Ensaio Edométrico realizado com amostras compactadas inundadas com diferentes fluidos de saturação.

Quando se exclui a influência da água na análise verificam-se algumas tendências de comportamento. Para $GC = 85\%$ e $\sigma = 800\text{kPa}$ e $GC = 88\%$ e $\sigma = 400\text{kPa}$, as deformações por colapso mantiveram-se praticamente constantes em função do pH. Para as demais condições de ensaio ($GC = 85\%$, $\sigma = 400\text{kPa}$ e $GC = 88\%$ e $\sigma = 800\text{kPa}$) o mesmo comportamento seria esperado. Os desvios podem ser creditados, possivelmente, à variabilidade natural dos resultados.

Destes resultados, chama bastante atenção aqueles referentes à água, quando comparados às demais soluções. Em linhas gerais, os colapsos foram bastantes menores do que aqueles efetuados com os fluidos a base de hexametáfosfato de sódio.

Pôde-se notar que os ensaios com água destilada ($\text{pH}=6,8$), quando comparados com aqueles realizados com hexametáfosfato de sódio ($\text{pH}=6,3$), apesar dos valores de pH bem próximos, apresentam resultados

bem distintos. Observa-se que o fato de ter-se alguma substância dissolvida na água tende a alterar o potencial de colapso. Contudo, não se observa uma influência clara do pH para as soluções químicas pois o potencial de colapso é aproximadamente constante. Dessa forma a única comparação possível, refere-se à composição da solução, já que a água destilada mostrou uma influência diferente daquela observada nas soluções utilizadas.

O gráfico da Figura 26 ilustra a deformação devido a inundação, dos corpos de prova ao longo do tempo. Nestes ensaios as amostras foram compactadas com grau de compactação de 85% e inundadas na tensão de 800kPa. Pode-se notar que a amostra inundada com água sofre colapso repentino mas estabiliza-se em poucos minutos enquanto as amostras inundadas com as substâncias químicas, apesar de apresentarem um potencial de colapso superior quando comparadas com a água, continuam a deformar-se ao longo do tempo.

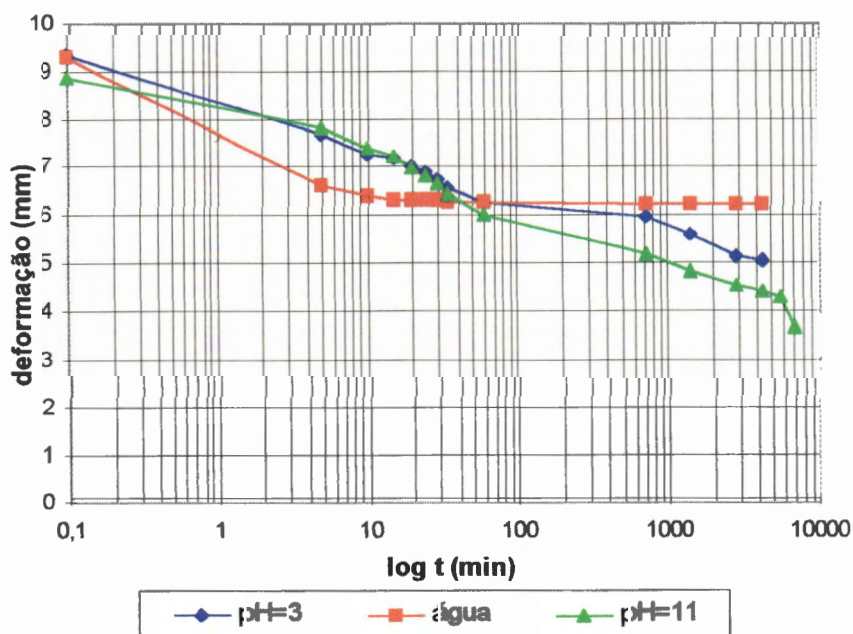


Figura 26 - Deformação das amostras compactadas com GC=85% e inundadas na tensão de 800kPa, ao longo do tempo.

Observou-se o mesmo comportamento com as amostras inundadas com a substância de pH=6,3 (hexametáfosfato de sódio), não sendo possível, porém, apresentá-los no gráfico por falta de dados completos ao longo do tempo.

5.1.2 - Ensaio com Amostras Indeformadas

Estes ensaios foram realizados inicialmente com amostras inundadas com água nas tensões de 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa e 800kPa e na umidade natural sem inundação, para um primeiro conhecimento do comportamento dos solos. Estudou-se desta maneira tanto o solo arenoso (Solo A) como o solo argiloso (Solo B). Escolheu-se a tensão de inundação de 100kPa para a realização dos ensaios inundados com as diferentes substâncias químicas.

Nas Tabela 10 e 11, estão apresentados os resultados dos ensaios edométricos realizados com os Solos A e B respectivamente. Para melhor identificação, os ensaios vêm codificados nestas tabelas através de três símbolos. Inicialmente o número do ensaio seguido da letra I, indicativo de amostra indeformada; por último seguem as letras SF e RP que significam Santa Felícia (Solo A) e Ribeirão Preto (Solo B).

As tabelas estão descritas em colunas, da seguinte forma: ensaios; bloco de retirada das amostras; índice de vazios no início do ensaio (e_i); teor de umidade no início do ensaio (w_i); grau de saturação no início do ensaio (S_{r_i}); fluido de inundação; pH e constante dielétrica (ϵ) do fluido de inundação; tensão de inundação; variação do índice de vazios (Δe) devido a esta inundação; índice de vazios antes da inundação (e_{ai}); o índice de vazios no final do ensaio (e_f); o grau de saturação ao fim do ensaio (S_{r_f}) e o potencial de colapso do solo (I), sendo $I = \Delta e / (1 + e_{ai})$, onde, Δe é a variação do índice de vazios devido ao colapso.

TABELA 10 - Resultados dos ensaios edométricos realizados com o Solo A

ensaio	bloco	e_i	w_i (%)	Sr_i (%)	Fluido de Inundação	pH	ε	σ_i (kPa)	Δe	e_{at}	e_r	Sr_r (%)	I (%)
1I-SF	1	1.121	18.49	44.66	água	6.8	78	1600	0.001	0.476	0.509	100	0.07
2I-SF	1	1.047	18.01	46.67	água	6.8	78	50	0.032	1.017	0.501	100	1.59
3I-SF	1	1.032	18.30	48.01	água	6.8	78	200	0.228	0.867	0.460	100	12.21
4I-SF	1	1.014	18.30	48.87	água	6.8	78	100	0.098	0.903	0.468	100	5.15
5I-SF	1	1.164	17.75	41.30	(NaPO ₃) ₆ + NaOH	3.0	120	100	0.408	1.052	0.302	100	19.88
6I-SF	1	1.162	18.18	42.35	(NaPO ₃) ₆ + H ₃ PO ₄	11	120	100	0.329	1.022	0.304	100	16.27
7I-SF	1	1.017	18.18	48.41	(NaPO ₃) ₆	6.3	78	100	0.308	0.949	0.378	100	15.80
8I-SF	1	1.189	18.29	41.64	água	6.8	78	200	0.115	0.950	0.500	100	5.90
9I-SF	1	1.082	19.00	47.56	água	6.8	78	100	0.080	1.025	0.516	100	3.95
10I-SF	1	1.099	19.37	47.71	benzeno	4.97	2.28	100	0.081	0.991	0.701	73.65	4.07
11I-SF	1	1.125	19.27	46.39	NaOH	13	119.9	100	0.239	1.043	0.558	83.27	11.69
12I-SF	1	1.042	18.67	48.53	NaOH	13	119.9	100	0.168	0.950	0.432	100	8.62
13I-SF	2	1.320	17.38	35.64	H ₃ PO ₄	1.35	119.9	100	0.354	1.181	0.476	100	16.23
14I-SF	2	1.196	16.98	38.44	álcool	6.2	24	100	0.072	1.018	0.506	97.83	3.57
15I-SF	2	1.110	18.28	44.61	água	6.8	78	400	0.073	0.746	0.581	100	4.18
16I-SF	2	1.055	18.03	46.28	água	6.8	78	800	0.006	0.550	0.556	98.97	0.39
17I-SF	2	1.101	18.08	44.46	água	6.8	78	100	0.086	1.005	0.529	100	4.29
18I-SF	2	1.024	18.10	47.85	(NaPO ₃) ₆ - C = 10 g/l	6.19	119.9	100	0.233	0.934	0.398	100	12.05
19I-SF	2	1.147	18.63	43.96	(NaPO ₃) ₆ - C = 400 g/l	5.12	119.9	100	0.004	1.030	0.565	90.22	0.20
20I-SF	2	1.006	17.47	47.04	H ₃ PO ₄ - C = 50%	0.93	119.9	100	0.141	0.964	0.549	99.81	7.18
21I-SF	2	1.007	17.47	46.95	H ₃ PO ₄ - C = 25%	0.32	119.9	100	0.147	0.941	0.602	93.25	7.57
22I-SF	2	1.019	17.47	46.41	H ₃ PO ₄ - C = 10%	0.2	119.9	100	0.110	0.933	0.618	88.41	5.69
23I-SF	2	1.004	17.47	47.11	(NaPO ₃) ₆ - C = 200 g/l	5.4	119.9	100	0.129	0.846	0.422	100	6.99
24I-SF	2	1.120	17.47	42.24	(NaPO ₃) ₆ - C = 200 g/l	5.4	119.9	100	0.146	1.025	0.564	91.85	7.21
25I-SF	2	1.099	18.16	44.74	amônia	13.99	16.9	100	0.431	0.997	-	-	21.58
26I-SF	2	1.108	18.16	44.39	formamida	9.87	109	100	0.181	0.993	-	-	9.08
27I-SF	2	1.192	18.16	41.25	metanol	9.33	33.62	100	0.088	1.067	-	-	4.26

TABELA 11 - Resultados dos ensaios edométricos realizados com o Solo B

ensaio	bloco	e_i	w_i (%)	Sr_i (%)	Fluido de Inundação	pH	ε	σ_i (kPa)	Δe	e_{at}	e_r	Sr_r (%)	I (%)
1I-RP	1	2.146	30.39	41.60	sem inundação								
2I-RP	1	2.301	31.07	39.66	água	6.8	78	50	0.297	2.099	0.667	100	8.62
3I-RP	1	2.177	30.33	40.92	água	6.8	78	100	0.384	1.878	0.791	100	13.34
4I-RP	1	2.186	29.42	39.52	água	6.8	78	200	0.438	1.769	0.809	100	15.82
5I-RP	1	2.041	30.32	43.64	água	6.8	78	1600	0.006	1.000	0.983	100	0.02
6I-RP	1	2.091	30.84	43.32	água	6.8	78	100	0.177	1.619	0.837	100	6.76
7I-RP	1	2.190	30.62	41.05	(NaPO ₃) ₆ + NaOH	3.0	120	100	0.637	1.878	1.017	82.77	22.13
8I-RP	1	1.799	29.93	48.87	(NaPO ₃) ₆	6.3	120	100	0.567	1.702	0.671	100	20.98
9I-RP	1	2.052	30.46	43.59	(NaPO ₃) ₆ + H ₃ PO ₄	11	120	100	0.602	1.868	0.816	100	20.99
10I-RP	2	2.148	28.84	39.43	água	6.8	78	400	0.597	1.571	0.886	100	23.22
11I-RP	2	2.180	27.79	37.43	água	6.8	78	800	0.002	0.973	0.831	100	0.3
12I-RP	2	2.181	29.17	39.27	(NaPO ₃) ₆ - C = 200 g/l	5.4	119.9	100	0.477	1.694	0.773	100	17.71
13I-RP	2	2.273	29.75	38.44	(NaPO ₃) ₆ - C = 10 g/l	6.19	119.9	100	0.471	1.939	0.636	100	16.03
14I-RP	2	2.418	29.66	36.03	(NaPO ₃) ₆ - C = 400 g/l	5.12	119.9	100	0.053	1.656	0.890	100	1.99
15I-RP	2	2.148	28.84	39.43	álcool	6.2	24	100	0.334	1.802	1.002	94.80	11.92
16I-RP	2	2.180	27.79	37.43	benzeno	4.97	2.28	100	0.036	1.998	0.707	100	1.2
17I-RP	2	2.181	29.17	39.27	H ₃ PO ₄ - C = 10%	0.2	119.9	100	0.375	1.813	1.086	93.52	13.33
18I-RP	2	2.273	29.75	38.44	H ₃ PO ₄ - C = 25%	0.32	119.9	100	0.389	2.192	0.898	100	12.19
19I-RP	2	2.418	29.66	36.03	H ₃ PO ₄ - C = 50%	0.93	119.9	100	0.202	1.651	0.923	100	7.62
20I-RP	2	2.274	30.09	38.86	(NaPO ₃) ₆ - C = 400 g/l	5.12	119.9	100	0.543	1.985	0.688	100	18.19
21I-RP	2	2.135	30.09	41.38	álcool	6.2	24	100	0.07	1.728	0.996	100	2.57
22I-RP	2	2.207	30.09	40.04	H ₃ PO ₄ - C = 50%	0.93	119.9	100	0.445	1.872	0.803	100	15.49
23I-RP	2	2.253	30.09	39.23	umidade natural								
24I-RP	2	2.599	29.61	33.45	formamida	9.87	109	100	0.217	1.989	-	-	7.13
25I-RP	2	1.880	29.61	46.25	metanol	9.33	33.62	100	0.026	1.241	-	-	1.16
26I-RP	2	1.870	29.61	46.49	amônia	13.99	16.9	100	0.238	1.355	-	-	10.11

Os gráficos das Figuras 27 e 28 mostram os potenciais de colapso para as diferentes tensões de inundação. A Figura 29 relaciona o potencial de colapso com a sobrecarga para os Solos A e B.

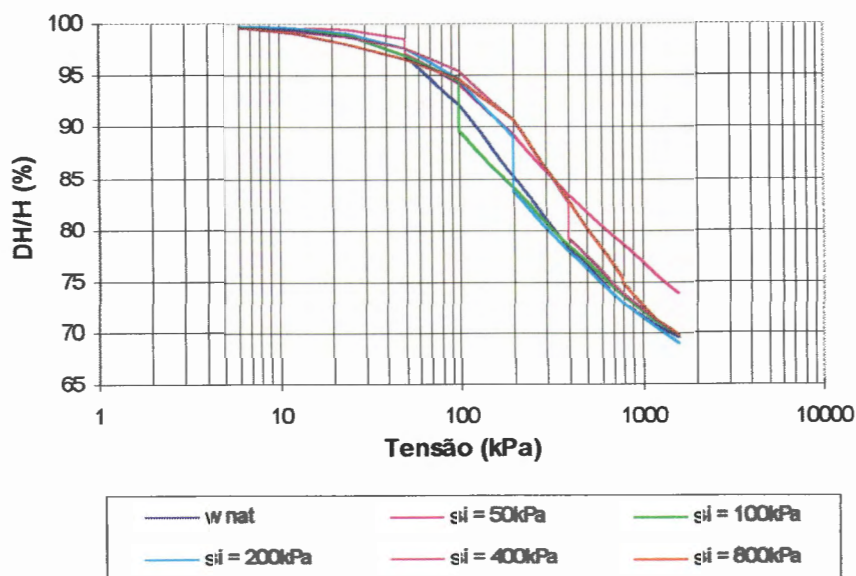


Figura 27 - Curva de compressão e o efeito da inundação do Solo A com água em diferentes tensões (s_i = tensão de inundação).

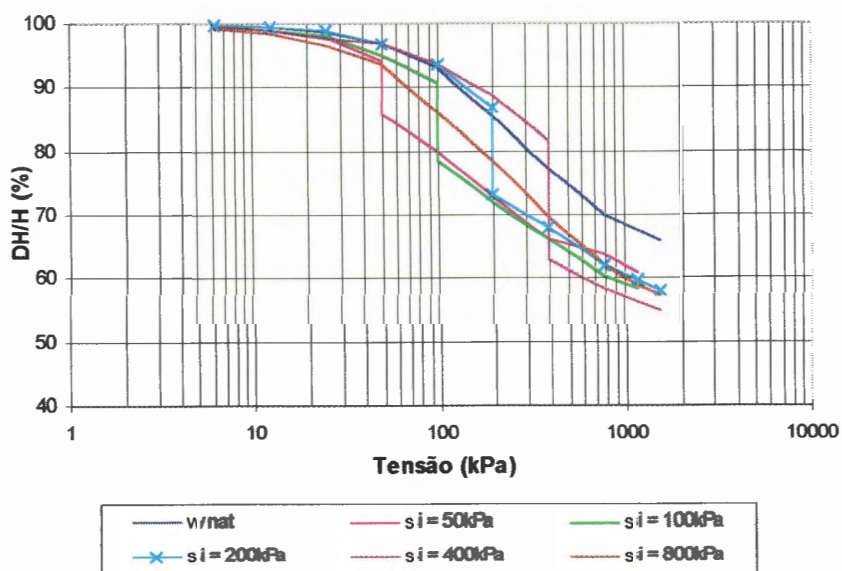


Figura 28 - Curva de compressão e o efeito da inundação do Solo B com água em diferentes tensões (s_i = tensão de inundação).

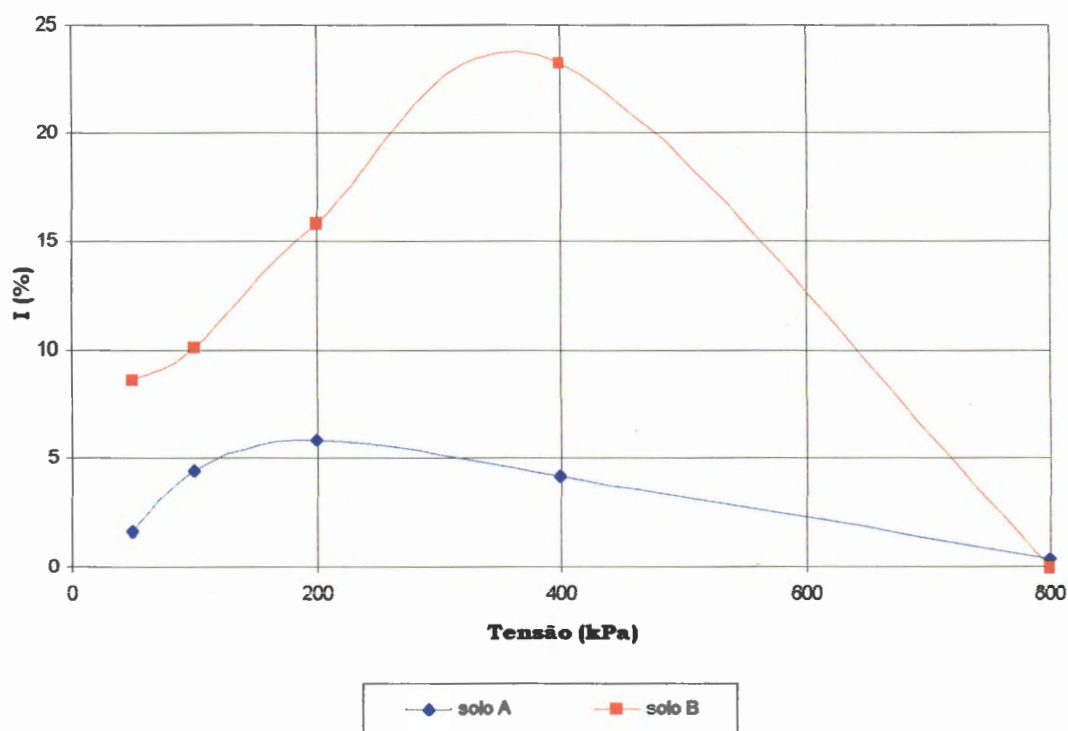


Figura 29 - Potencial de Colapso x Sobrecarga para os Solos A e B.

Observa-se, que ambos os solos apresentam potencial de colapso crescente com a sobrecarga até determinada tensão, sendo esta, diferente para os dois solos. Nota-se, no entanto, maiores potenciais de colapso para o solo B, possivelmente pelo fato do solo argiloso possuir um índice de vazios maior ($e=2,08$) que o solo arenoso ($e=1,07$).

As curvas obtidas com os ensaios edométricos realizados na primeira etapa da pesquisa com amostras indeformadas de solos arenoso (Solo A) e argiloso (Solo B), inundadas na tensão de 100kPa com as diferentes soluções químicas estão representadas nos gráficos das Figuras 30 e 31.

Nestes gráficos, observa-se que os maiores potenciais de colapso são devidos as soluções preparadas a base de hexametáfosfato de sódio, que é um composto tradicionalmente conhecido como defloculante de argilas.

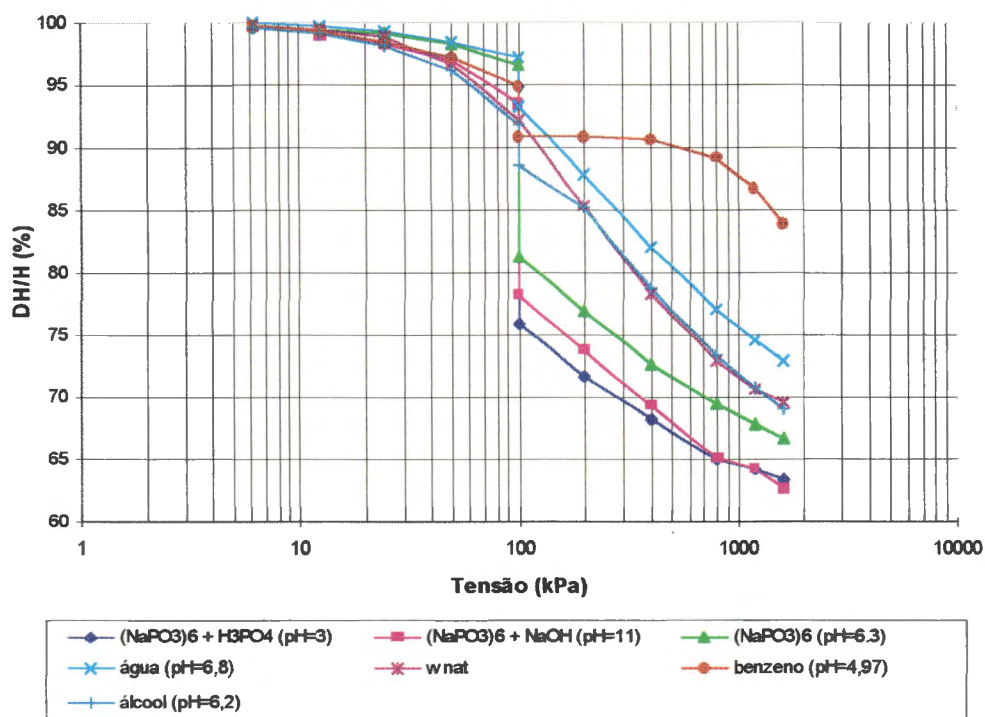


Figura 30 - Curvas de compressão confinada para os ensaios com amostras de Solo A, inundadas com as soluções químicas iniciais.

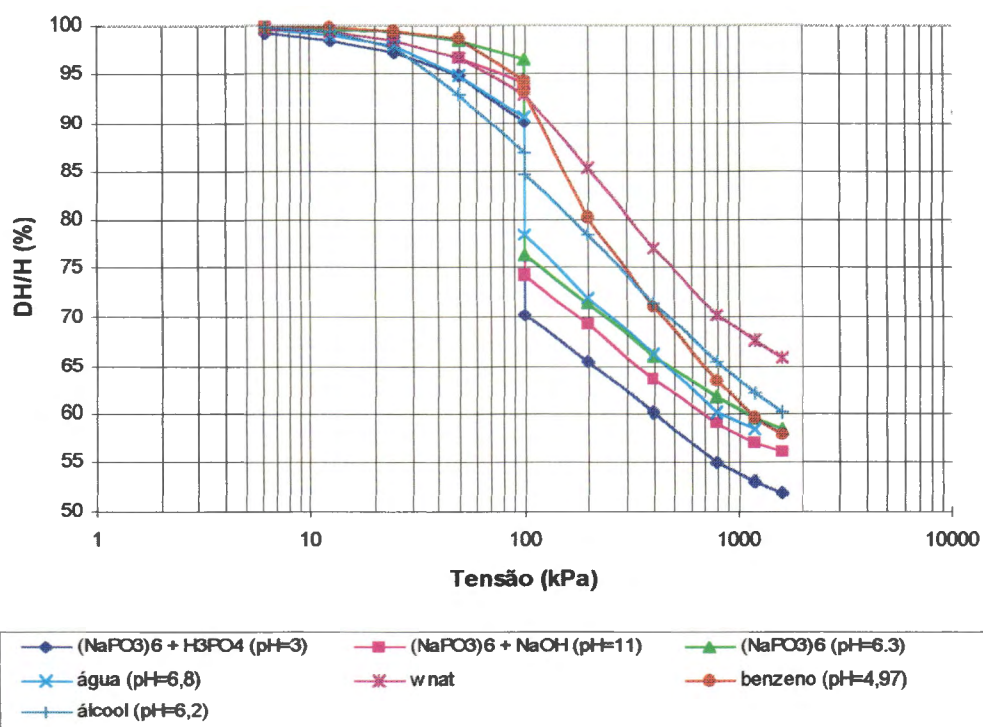
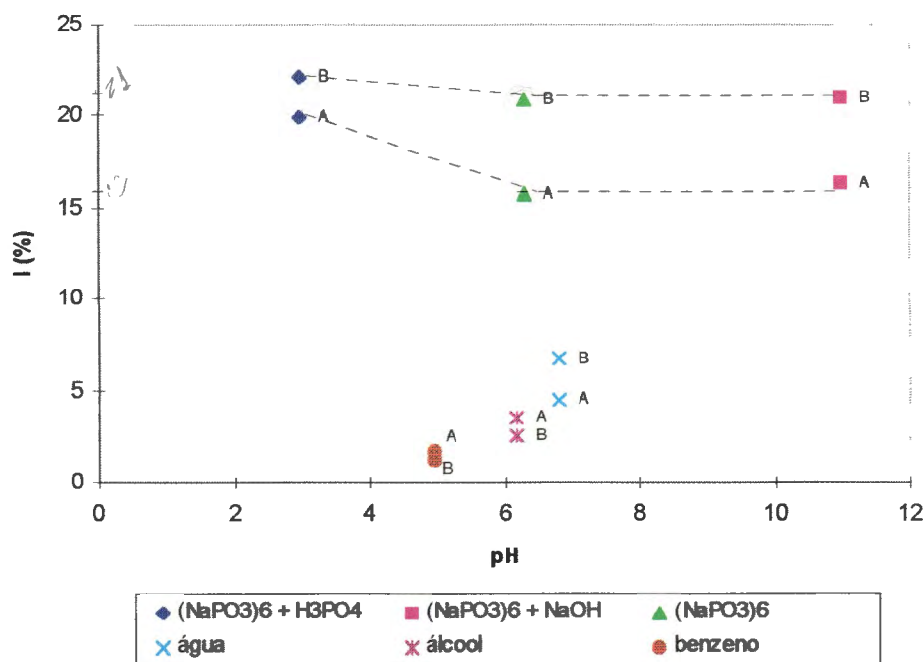


Figura 31 - Curvas de compressão confinada para os ensaios com amostras de Solo B, inundadas com as soluções químicas iniciais.

A Figura 32 mostra os valores do pH dos fluidos de saturação versus o potencial de colapso dos solos arenoso (Solo A) e argiloso (Solo B) para os ensaios realizados com os fluidos da primeira etapa.



Observação: A = Solo A e B = Solo B

Figura 32 - Comparação dos resultados dos ensaios edométricos com amostras indeformadas para os solos arenoso (Solo A) e argiloso (Solo B)

Observa-se uma grande diferença no potencial de colapso para as amostras inundadas com hexametáfosfato de sódio (pH=6,3) com relação a água destilada (pH=6,8) e o álcool (pH=6,2), apesar de apresentarem pH bem próximos. No entanto, analisando apenas as soluções químicas a base de hexametáfosfato de sódio, nota-se que a variação no potencial de colapso é mínima, porém com valores bem mais elevados que os ensaios realizados com as outras substâncias.

Desta forma, parece haver uma grande contribuição para o colapso da natureza defloculante da substância empregada na solução com que se inundou o solo. A água, o benzeno e o álcool, por serem substâncias de

distintas características químicas, em linhas gerais, apresentaram potenciais de colapso bem inferiores.

No gráfico da Figura 33, estão representadas as deformações das amostras de solo argiloso (Solo B) quando inundadas com diferentes soluções químicas, ao longo do tempo. Nota-se que quando o corpo de prova é inundado com água, álcool e benzeno, apesar de menores potenciais de colapso, estes estabilizam-se em poucos minutos; já com as soluções a base de hexametáfosfato de sódio preparadas com diferentes pH, o colapso é crescente ao longo do tempo. Observa-se também, que as substâncias químicas apresentaram comportamento semelhante no decorrer do tempo, confirmando que o caráter defloculante deste composto deve estar condicionando os resultados.

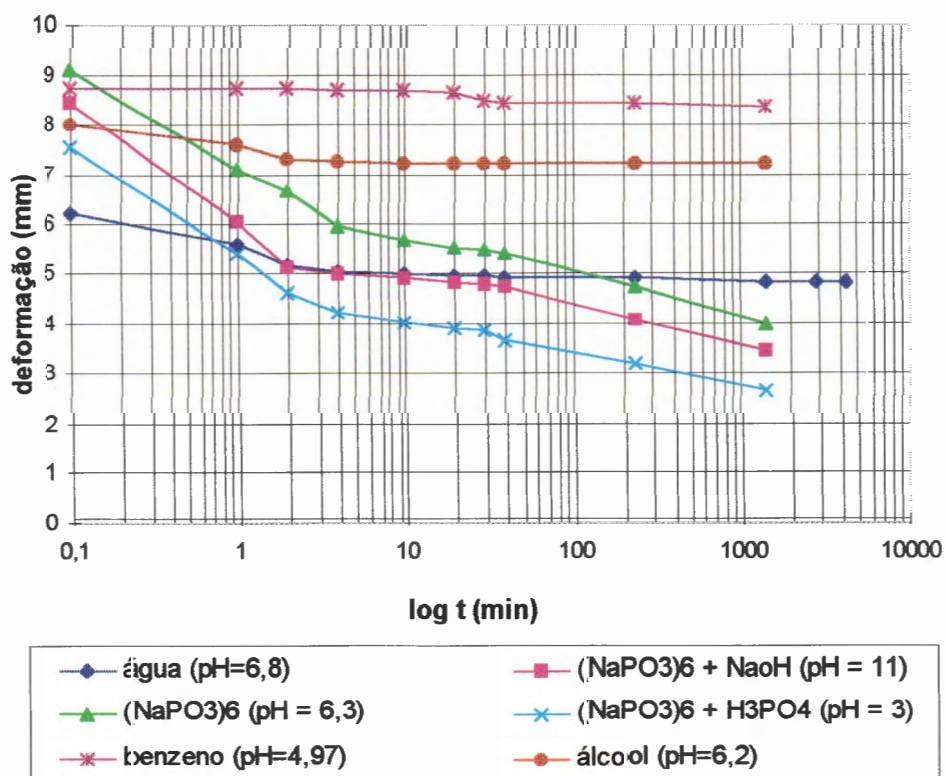


Figura 33 - Deformação das amostras indeformadas de solo argiloso (Solo B) ao longo do tempo.

Na segunda etapa foram realizados ensaios edométricos em ambos os solos, com mais três substâncias químicas de constantes dielétricas definidas na literatura (WEAST, 1985).

Nos gráficos das Figuras 34 e 35, estão colocados a constante dielétrica e o potencial de colapso para os ensaios realizados com as amostras de solos arenoso (Solo A) e argiloso (Solo B) inundados com as substâncias químicas de constante dielétrica conhecidas. No caso, benzeno ($\epsilon = 2,28$), amônia ($\epsilon = 16,9$), álcool ($\epsilon = 24$), metanol ($\epsilon = 33,62$), água ($\epsilon = 78$) e formamida ($\epsilon = 109$). Os valores assinalados em cada ponto correspondem ao pH da solução utilizada.

Observa-se a tendência do potencial de colapso crescente com a constante dielétrica, com exceção da amônia que apesar de baixa constante dielétrica, apresenta elevado potencial de colapso, fator este, provavelmente condicionado por uma outra característica química desconhecida. Além disso, nota-se que o Solo A mesmo sendo mais denso que o Solo B, apresenta em geral, com exceção da água, maiores potenciais de colapso.

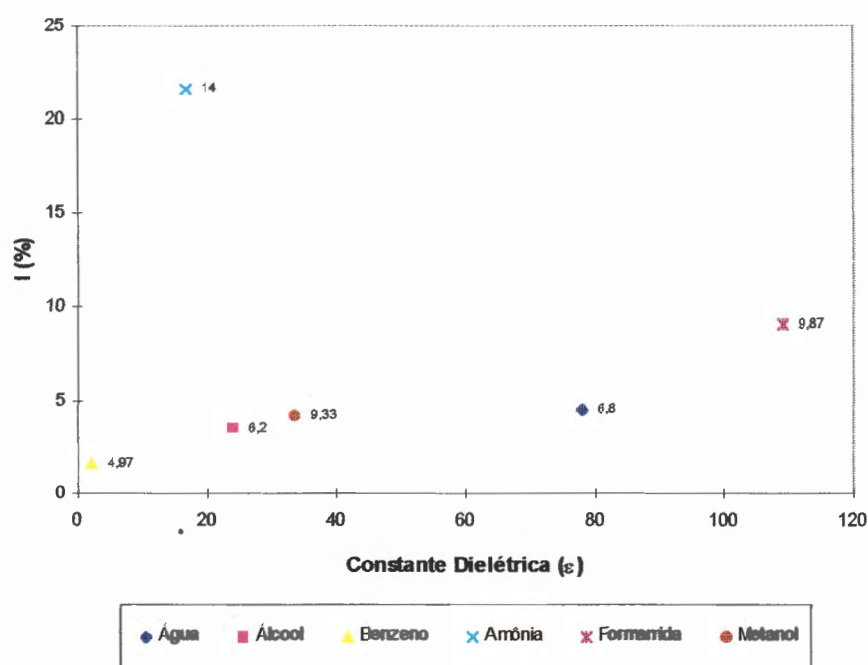


Figura 34 - Influência da constante dielétrica no potencial de colapso do solo arenoso (Solo A).

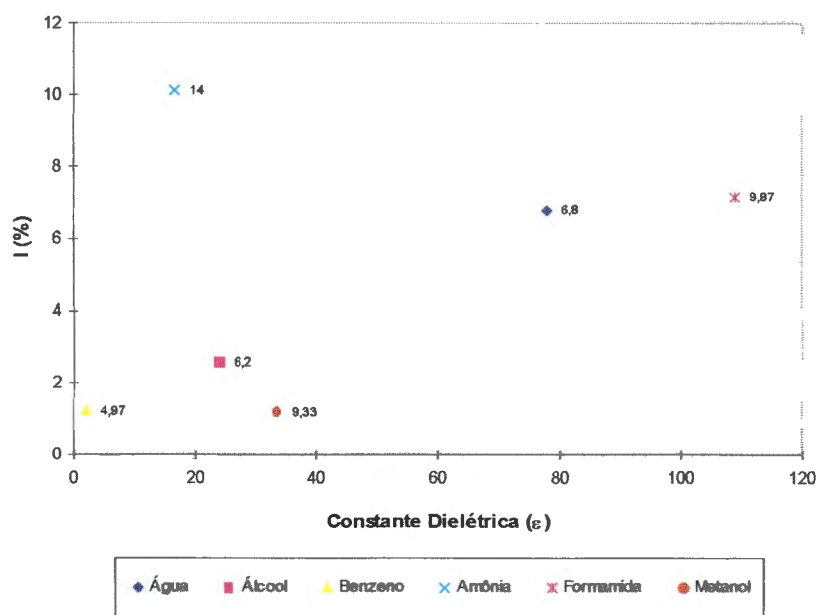


Figura 35 - Influência da constante dielétrica no potencial de colapso do solo argiloso (solo B).

Nos ensaios realizados para a análise da influência da concentração do hexametáfosfato de sódio da solução no potencial de colapso dos solos (Figura 36), nota-se que os maiores valores (a despeito de não haver ensaios entre 45,7 e 200) ocorrem para a concentração de 45,7 g/l, concentração esta recomendada pela ABNT para a dispersão dos solos a serem submetidos ao Ensaio de Análise Granulométrica Conjunta. Superada essa concentração, o potencial de colapso diminui até chegar a praticamente zero para a concentração de 400 g/l (solução super saturada).

O gráfico da Figura 37, mostra a relação do potencial de colapso com a concentração para soluções a base de ácido fosfórico. Contrariamente às soluções básicas, há uma ligeira tendência do potencial de colapso crescer com a concentração, embora encontre-se uma pequena divergência para a concentração intermediária (25%) em ambos os solos.

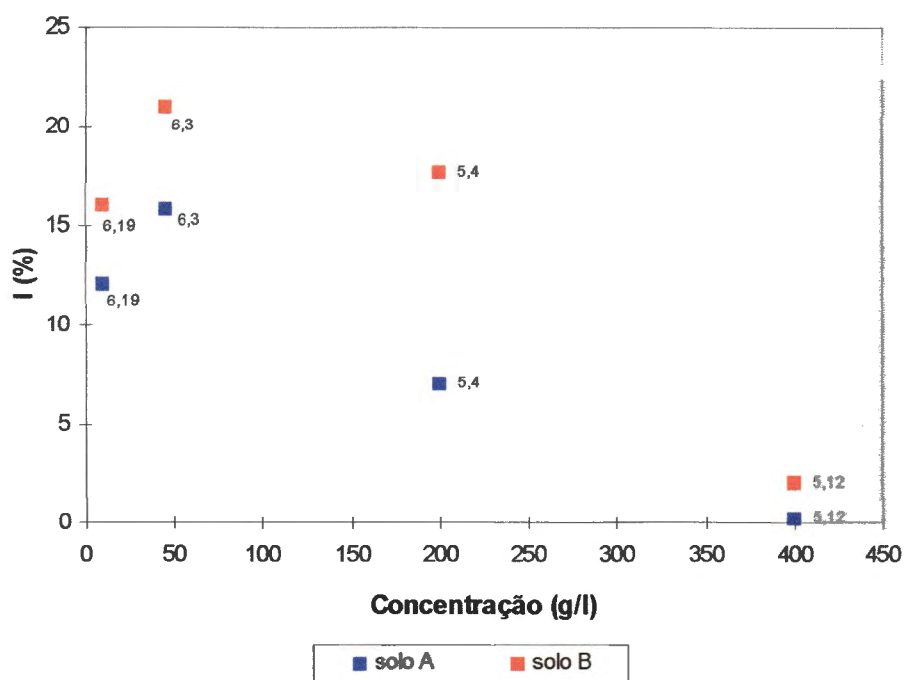


Figura 36 - Influência da concentração de soluções de hexametáfosfato de sódio no potencial de colapso dos solos (pontos rotulados com valores de pH).

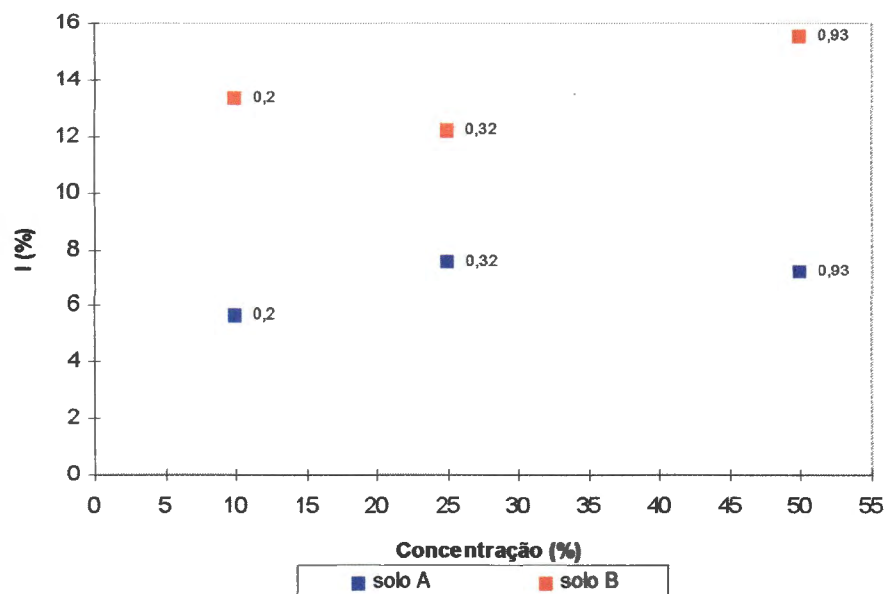


Figura 37 - A influência da concentração de soluções de ácido fosfórico no potencial de colapso dos solos (pontos rotulados com valores de pH).

No gráfico da Figura 38, estão representados os resultados da lavagem na peneira 200 (#200), após os ensaios edométricos, das amostras de Solo B inundadas com as substâncias químicas. Nota-se que as soluções preparadas a base de hexametáfosfato de sódio apresentam um maior poder de defloculação que as demais. O gráfico da Figura 39 mostra claramente que estas soluções a base de hexametáfosfato de sódio foram as que apresentaram os valores de colapso mais elevados.

Em linhas gerais, os potenciais de colapso dos solos inundados com substâncias que não apresentam caráter defloculante foram bastante inferiores às das soluções preparadas a base de hexametáfosfato de sódio; desta forma, o poder defloculante da solução parece estar condicionando os elevados potenciais de colapso.

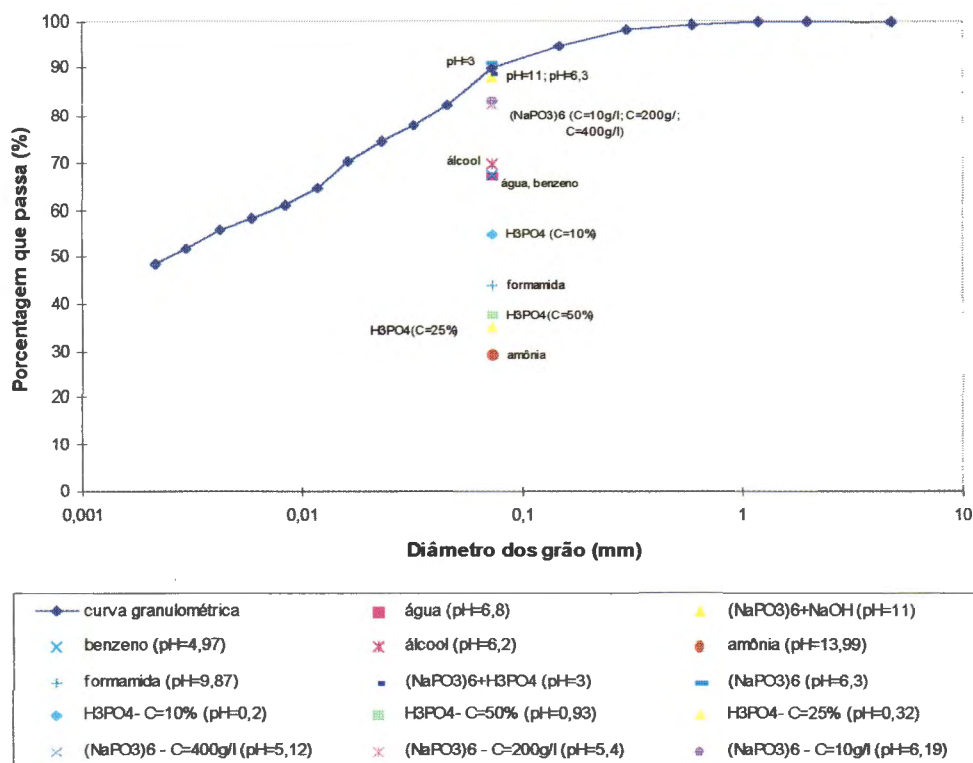


Figura 38 - Curva granulométrica e defloculação das amostras de solo argiloso (solo B) após os ensaios edométricos.

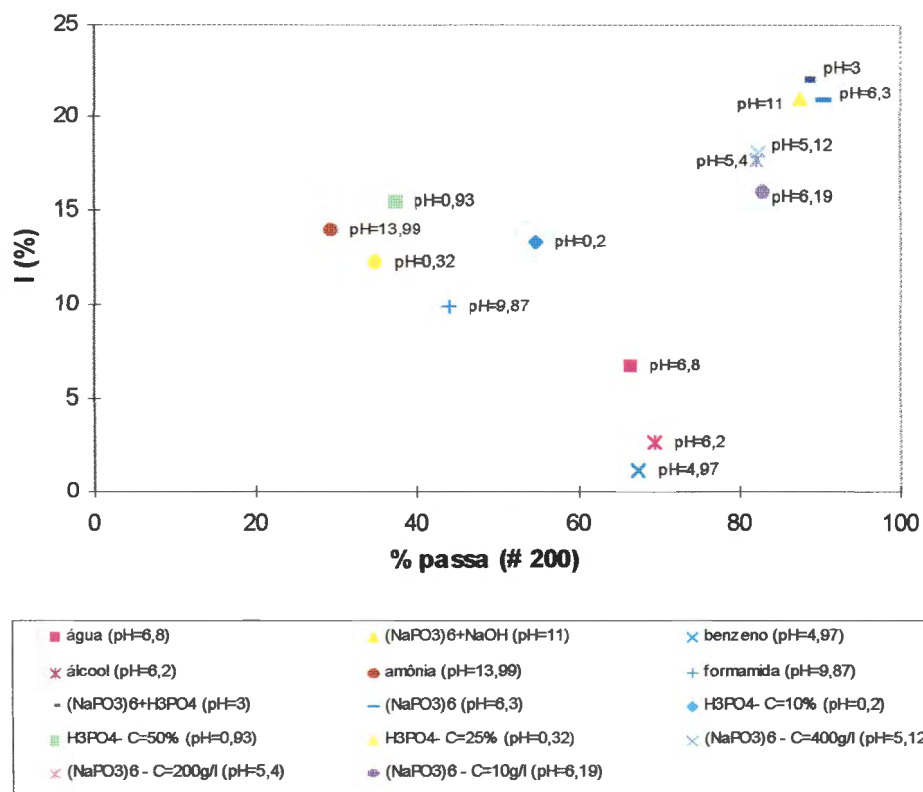


Figura 39 - Verificação do potencial de colapso do solo B com a defloculação.

6 - CONCLUSÃO

De acordo com os resultados obtidos e as discussões efetuadas, é possível concluir que:

1 - Os solos A (arenoso) e B (argiloso) mostraram-se colapsíveis quando inundados com água, sendo que o Solo B apresentou maior potencial de colapso, possivelmente devido ao fato da estrutura conter um maior índice de vazios.

2 - A presença de substâncias químicas misturadas à água tende a alterar o potencial de colapso dos solos. Os solos inundados com as diferentes misturas de soluções químicas, a base de hexametáfosfato de sódio, apresentaram potencial de colapso mais elevado do que quando inundados apenas com água destilada.

3 - Nesta pesquisa, o pH das soluções químicas não influenciou no potencial de colapso dos solos; os solos inundados com soluções de pH=3, pH=6,3, pH=11 não apresentaram diferenças significativas no potencial de colapso. Estes resultados não condizem com as conclusões obtidas na pesquisa de CAMAPUM DE CARVALHO (1987). Naquela pesquisa, realizada com amostras de solo de Ceilândia, o autor observou que o potencial de colapso é crescente com o pH do fluido de inundação.

4 - Os solos inundados com soluções químicas de pH=3, pH=6,3, pH=11, considerando-se as mesmas condições de ensaio, apresentaram potencial de colapso bem próximos, devido provavelmente ao fato de ter-se usado uma substância defloculante de argilas no preparo das soluções (no

caso, o hexametáfosfato de sódio). A natureza defloculante da solução condicionou a grandeza dos colapsos medidos. A utilização do hexametáfosfato de sódio mostrou que o potencial de colapso cresce com a eficiência defloculante da solução (no caso medido pelo ensaio de peneiramento com lavagem do solo na # 200).

5 - O tempo para a total estabilização das deformações das amostras de solo é diferenciado quando se comparam os diferentes fluidos de inundação com a água. A amostra ao ser inundada com água, sofre um colapso repentino e estabiliza-se em poucos minutos, enquanto que as amostras inundadas com as diferentes substâncias químicas apresentam um colapso crescente ao longo do tempo, indicando que as mesmas devem estar interagindo com o solo.

6 - A constante dielétrica parece ser um parâmetro químico dos fluidos de inundação que contribui para um aumento no potencial de colapso. Com exceção da amônia para o solo A, e da amônia e metanol para o solo B, há uma tendência crescente do potencial de colapso para fluidos com constante dielétrica mais elevada. Este mesmo resultado foi encontrado por MARIZ & CASANOVA (1994), em ensaios realizados com amostras de solos do Planalto Central inundados com água, dimetil-sulfóxido e ciclohexano.

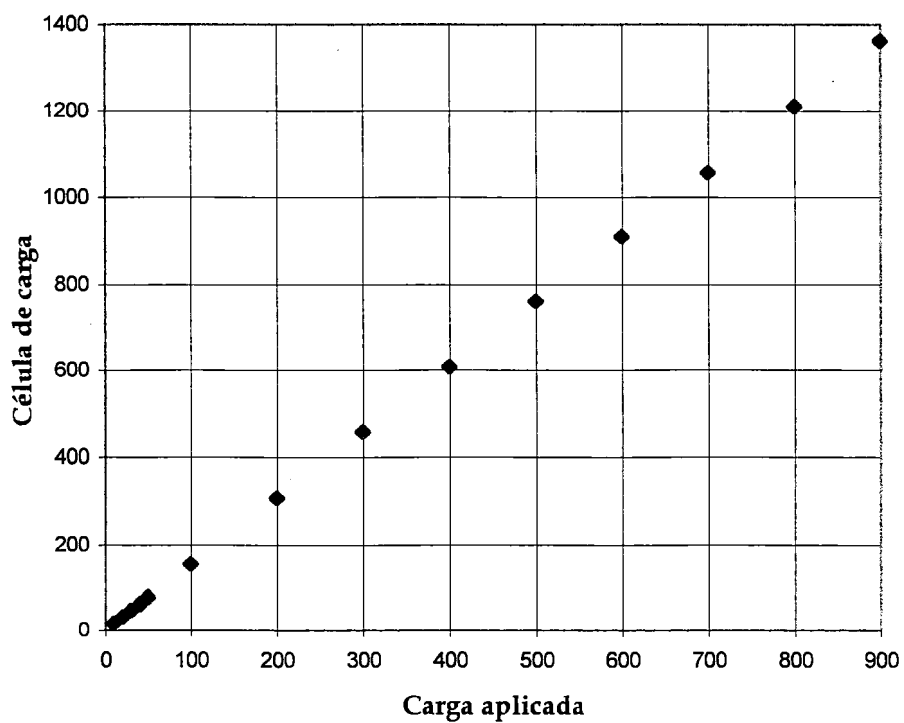
7 - A presença de soluções químicas como fluidos de inundação tendeu a afetar o potencial de colapso dos solos. O Solo A, mais denso, apresentou um potencial de colapso menor em relação ao Solo B quando inundado com água e com soluções a base de hexametáfosfato de sódio, no entanto, quando as amostras de Solo A foram inundadas com fluidos distintos, o potencial de colapso deste Solo foi bastante superior ao do Solo B.

ANEXO I

Calibração da célula de carga

Carga	Célula de Carga
10	16
20	31
30	47
40	62
50	78
100	154
200	306
300	458
400	608
500	759
600	908
700	1058
800	1210
900	1361

constante de célula de carga = 0,66



CALIBRAÇÃO DAS PRENSAS DE ADENSAMENTO

Fa = Força devido à alavanca

Fcc = Força devido a constante da célula de carga

Constante da célula de carga = 0,66

Prensa 1

Peso (g)	Σ Pesos (g)	Fa (Kgf)	σ_a (Kgf/cm ²)	Célula Carga	Fcc (Kgf)	σ_{cc} (Kgf/cm ²)
199 (ajuste)	199	3,09	0,07	4 (ajuste)	2,64	0,06
202	202	3,13	0,07	8	2,64	0,06
200	402	6,24	0,14	13	5,94	0,13
406	808	12,53	0,28	22	11,88	0,26
813	1621	25,14	0,55	41	24,42	0,54
1623	3244	50,31	1,11	79	49,50	1,09
3250	6494	100,72	2,22	155	99,66	2,20
6501	12995	201,55	4,44	305	198,66	4,38
12952	25947	402,44	8,87	607	397,98	8,77
13130	39077	606,08	13,36	913	599,94	13,23
12884	51961	805,92	17,77	1212	797,28	17,58

Prensa 2

Peso (g)	Σ Pesos (g)	Fa (Kgf)	σ_a (Kgf/cm ²)	Célula Carga	Fcc (Kgf)	σ_{cc} (Kgf/cm ²)
200 (ajuste)	200	3,10	0,07	3 (ajuste)	1,98	0,04
200	200	3,10	0,07	8	3,30	0,07
197	397	6,16	0,14	12	5,94	0,13
406	803	12,45	0,27	22	12,54	0,28
812	1615	25,05	0,55	41	25,08	0,55
1622	3237	50,21	1,11	79	50,16	1,11
3242	6479	100,49	2,22	156	100,98	2,23
6488	12967	201,12	4,43	308	201,30	4,44
12954	25921	402,03	8,86	613	402,60	8,88
13052	38973	604,47	13,33	919	604,56	13,33
12011	50984	790,76	17,43	1200	790,02	17,42

Prensa 3

Peso (g)	Σ Pesos (g)	Fa (Kgf)	σ_a (Kgf/cm ²)	Célula Carga	Fcc (Kgf)	σ_{cc} (Kgf/cm ²)
99,2 (ajuste)	99,2	1,95	0,06	2 (ajuste)	1,32	0,04
99,1	99,1	1,95	0,06	5	1,98	0,06
99,1	198,2	3,90	0,12	8	3,96	0,13
196,8	395	7,78	0,25	14	7,92	0,25
396,2	791,2	15,59	0,49	26	15,84	0,50
793,1	1584,3	31,21	0,99	50	31,68	1,00
1583	3167,3	62,40	1,98	98	63,36	2,01
3168	6335,3	124,81	3,95	193	126,06	3,99
6264	12599,3	248,21	7,86	381	250,14	7,92
6351	18950,3	373,32	11,83	571	375,54	11,90
6018	24968,3	491,88	15,58	751	494,34	15,66

Prensa 4

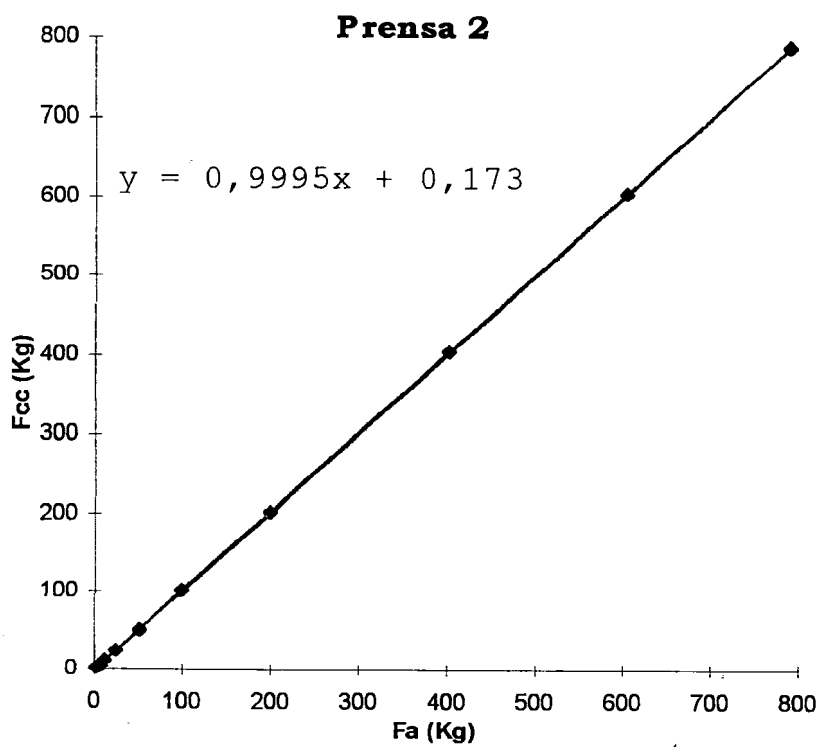
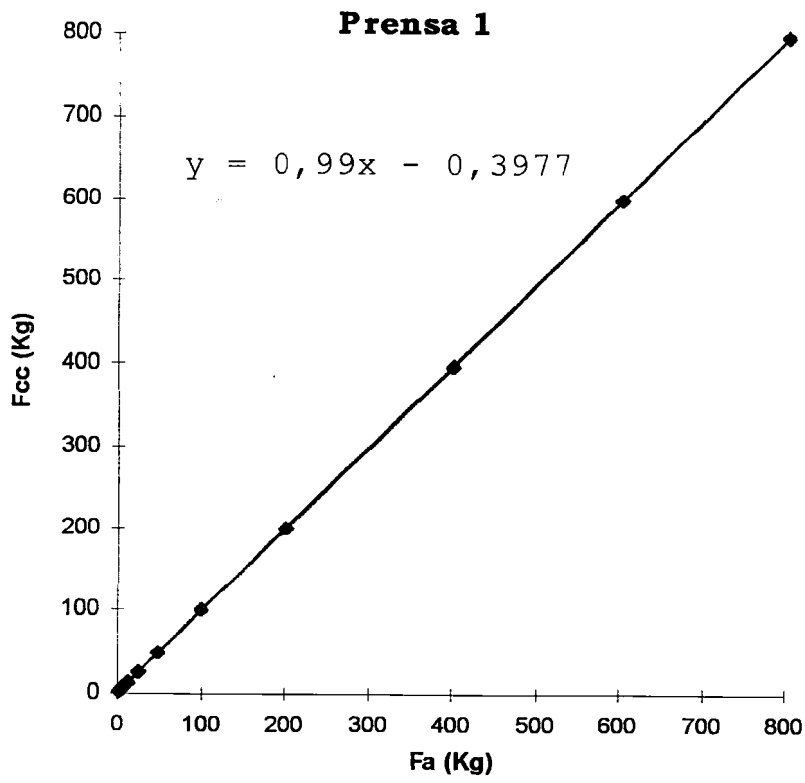
Peso (g)	Σ Pesos (g)	Fa (Kgf)	σ_a (Kgf/cm ²)	Célula Carga	Fcc (Kgf)	σ_{cc} (Kgf/cm ²)
99,2 (ajuste)	99,2	1,95	0,06	1 (ajuste)	0,66	0,02
97,6	97,6	1,92	0,06	4	1,98	0,06
98,8	196,4	3,87	0,12	7	3,96	0,13
197,3	393,7	7,76	0,25	13	7,92	0,25
396,9	790,6	15,57	0,49	25	15,84	0,50
787,2	1577,8	31,08	0,98	48	31,02	0,98
1559	3136,8	61,79	1,96	95	62,04	1,97
3167	6303,8	124,18	3,93	189	124,08	3,93
6209	12512,8	246,50	7,81	375	246,84	7,82
6265	18777,8	369,92	11,72	563	370,92	11,75
6056	24833,8	489,23	15,50	744	490,38	15,53

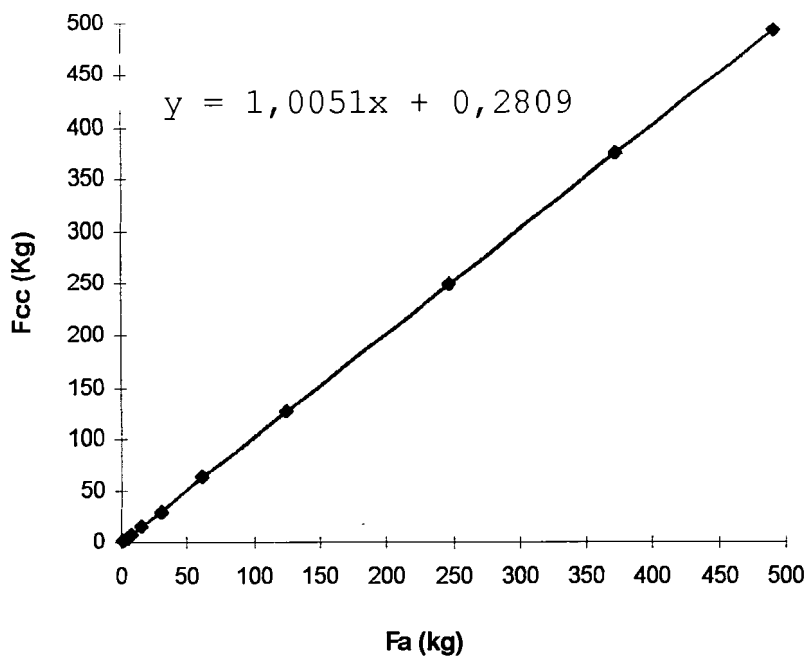
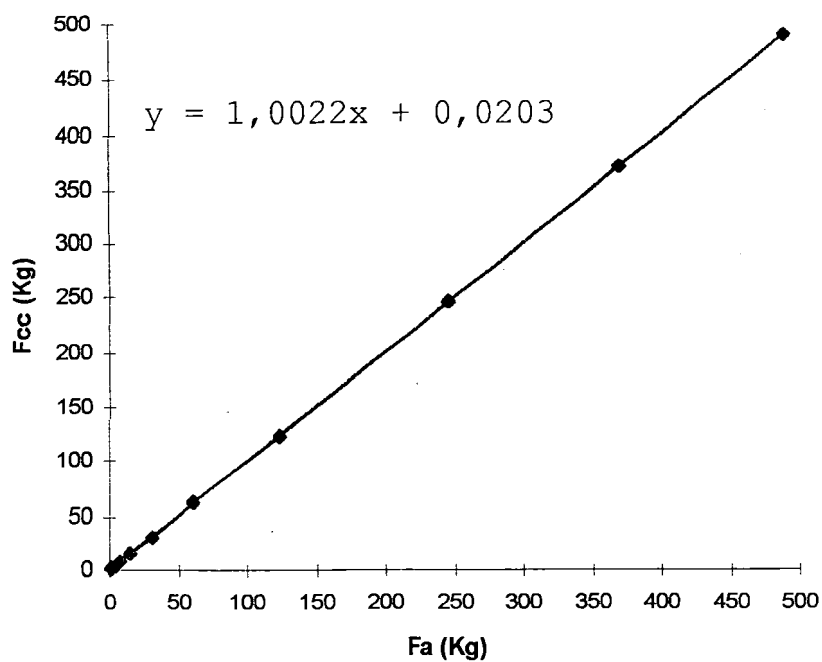
Prensa 5

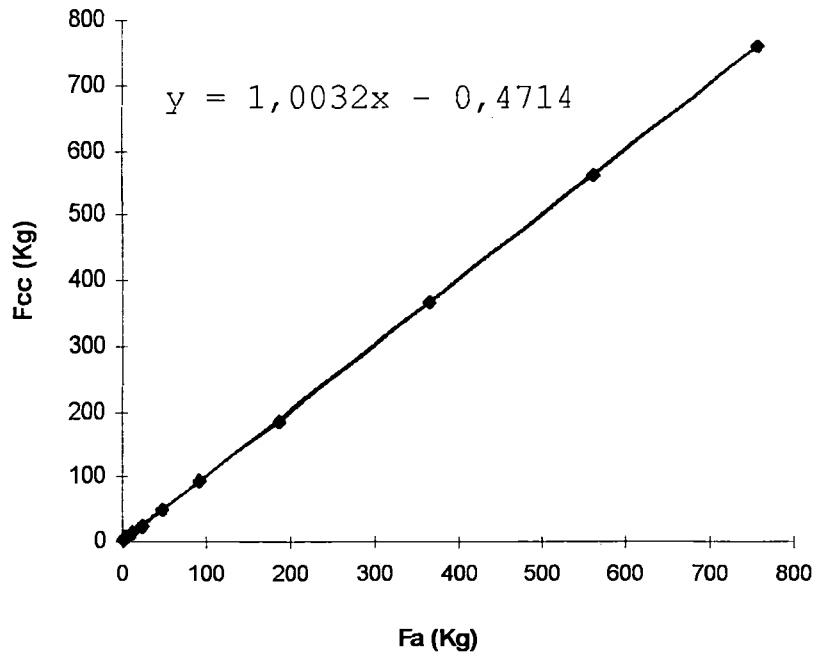
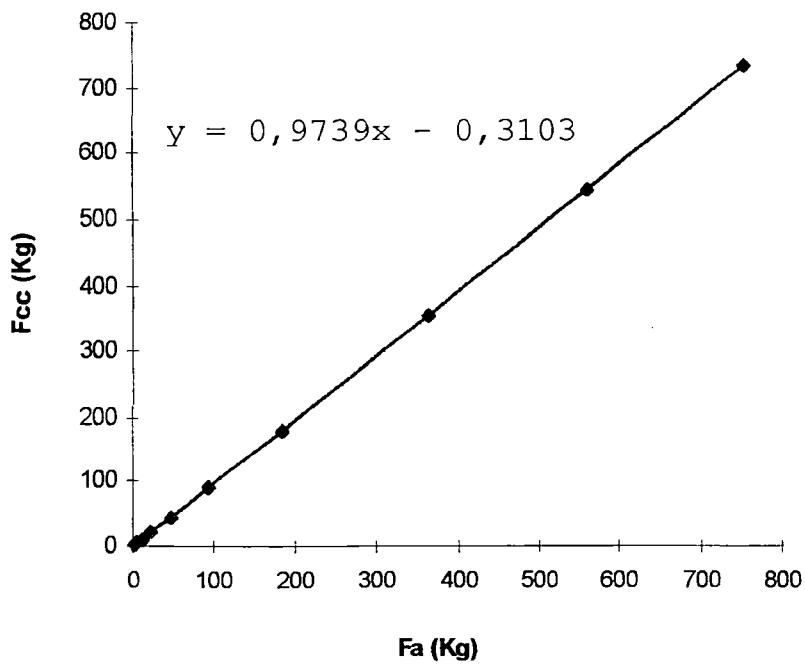
Peso (g)	Σ Pesos (g)	Fa (Kgf)	σ_a (Kgf/cm ²)	Célula Carga	Fcc (Kgf)	σ_{cc} (Kgf/cm ²)
224 (ajuste)	224	2,67	0,06	4 (ajuste)	2,64	0,06
251	251	3,00	0,07	8	2,64	0,06
251	502	5,99	0,13	13	5,94	0,13
494	996	11,89	0,26	22	11,88	0,26
1001	1997	23,84	0,53	40	23,76	0,52
2041	4038	48,21	1,06	77	48,18	1,06
3838	7876	94,04	2,07	146	93,72	2,07
7810	15686	187,29	4,13	286	186,12	4,10
15099	30785	367,57	8,10	561	367,62	8,10
16330	47115	562,55	12,40	858	563,64	12,43
16338	63453	757,63	16,70	1156	760,32	16,76

Prensa 6

Peso (g)	Σ Pesos (g)	Fa (Kgf)	σ_a (Kgf/cm ²)	Célula Carga	Fcc (Kgf)	σ_{cc} (Kgf/cm ²)
224 (ajuste)	224	2,67	0,06	4 (ajuste)	2,64	0,06
251	251	3,00	0,07	8	2,64	0,06
251	502	5,99	0,13	13	5,94	0,13
495	997	11,90	0,26	21	11,22	0,25
1003	2000	23,88	0,53	39	23,10	0,51
2041	4041	48,25	1,06	75	46,86	1,03
3846	7887	94,17	2,08	142	91,08	2,01
7651	15538	185,52	4,09	277	180,18	3,97
15061	30599	365,35	8,05	542	355,08	7,83
16336	46935	560,40	12,35	830	545,16	12,02
16339	63274	755,49	16,66	1119	735,90	16,22



Prensa 3**Prensa 4**

Prensa 5**Prensa 6**

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARAGÃO, C. J. G. & MELO, A. C., (1982). Fundações Rasas em Solos Colapsível - Um Caso no Semi-árido de Pernambuco. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda. *Anais*, ABMS, V.2, Setembro, p.19-40.
- ARMAN, A. & THORNTON, S. I. (1973). Identification of Collapsible Soils in Louisiana. *highway Research Record*, n.426, p.14-22.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 6457 - Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6459 - Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508 - Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,9mm - Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7180 - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181 - Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 7182 - Solo - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, ABNT.

BARDEN, L. & SIDES, G.R. (1969). The Influence of Structure on Collapse of Compacted Clay. In: INT. RES. AND ENG. CONF. ON EXPANSIVE CLAYS, 2. *Proceedings*, Texas A & M University, p.317-326.

BARDEN, L.; MCGROWN, A & COLLINS, K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil, *ENGINEERING GEOLOGY*, Vol 7, p. 49-60.

✱ BASMA, A. A. & TUNCER, E. R. , (1992). Evaluation and Control of Collapsible Soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. ASCE, V. 118, n. 10, outubro, p. 1491-1504.

BORTOLUCCI, A. A., (1983). Caracterização Geológico-Geotécnica da Região Urbana de São Carlos-SP, a partir de Sondagens de Simples Reconhecimento. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos -USP. 62p.

BUENO, B. S. & VILAR. O. M. (1984). Mecânica dos Solos - Volume I. Seção de Publicações - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.131p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; NUNES, P. M.; BERBERIAN, D. & FERREIRA, E. S., (1987). Influência del pH del Líquido de saturation en la Colapsabilidad. VIII CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Cartagena - Colômbia, V.2, p.1-8.

CARNEIRO, B. J. J. & CONCIANI W.(1997). Emprego de TDR para Acompanhar a Evolução da Infiltração de Água no Solo. In: Simpósio

Brasileiro de Solos não Saturados (3), Rio de Janeiro. *Anais*, v.1, p. 215-220.

CARVALHO, M. F., (1994). Estudo de Solos Colapsíveis no Nordeste do estado de Minas Gerais. 137p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

CINTRA, J. C. A., (1995). "Fundações em Solos Colapsíveis". Tese de Livre Docência - EECS - USP.

CLEMENCE, S. P. & FINBARR, A. O., (1981). Design Consideration for Collapsible Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* GT3, p.305-317, Vol. 107.

CLEMENCE, S. P., (1985). Collapsible soils: Identification, Treatment and Design Considerations. In; CURRENT PRACTICES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, JODHPUR, Índia , Geo Environ Academic, p.17-33.

CLEVENGER, W. A., (1956). Experiences with Loess as Foundation Material. *Journal of Soil Mech. and Found. Division*, ASCE, n. SM3, p. 1025 -1026.

COLLINS, K. & MCGOWN, A., (1974). The Form and Function of Micro Fabric Features in a Variety of Natural Soils. *Géotechnique*, Vol 24, n. 2, p. 223-254.

DAY, M. E. R., (1990). Sample Disturbance of Collapsible Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, V.116, n.1, Janeiro, p.158-161.

DUDLEY, J.H., (1970). Review of Collapsing Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation*. Division, ASCE, V.96, n.SM3, Maio, p.925-947.

EL-EHWANY, M. & HOUSTON, S. L., (1990). Settlement and Moisture Movement in Collapsible Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol 116, n.10, outubro, p.1521-1535.

EL-SOHBY, M. A. , SHERIF, M. M., ELLEBOUDY, A. M. & SAAD, M. A., (1989). Critical Evaluation of Collapsibility Measurements for Cemented Sand. In: INT. CONFERENCE ON SOIL MECH. AND FOUND. ENGINEERING, 12, Rio de Janeiro. *Proceedings*, Vol 1, p. 593-596.

FEDA, J. (1966). Structural Stability of Subsident Loess Soil from Praha-Dejvice. *Engineering Geology*. Amsterdam, V.1, n3, Março, p.201-219.


↳ (14) FERREIRA, S. R. M. & LACERDA, W. A., (1993). Variações de Volume em solo Colapsível Medidas Através de Ensaio de Laboratório e Campo. *Solos e Rochas*, 16(4), p.245-253, São Paulo.

FERREIRA, S. R. M. (1993). Variações de Volume em Solos não Saturados Colapsíveis e Expansivos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 7, Poços de Caldas. *Anais*. V. 1, Setembro, p.283-296.


GIBBS, H. J. & BARA, J. P., (1967). Stability Problems of Collapsing Soil. *Journal of the Soil Mech. and Found. Division*, ASCE, Vol. 93, m. SM4, Julho, p.577-594.

HOUSTON, S. L., HOUSTON, W. N., SPADOLA, D. J., (1988). Prediction of Field Collapse of Soils due to Wetting. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 114, n. 1, Janeiro, p.40-58.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO - IPT - (1981). Mapa geomorfológico do Estado de São Paulo; escala 1:1.000.000. São Paulo. 2V. (IPT. Monografias, 5).

 ISMAEL, N. F., (1989). Prediction of Field Collapse of Soils due to Wetting. Discussion, *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, V.115, n.12, Dezembro, p.1806-1808.

JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K., (1957). The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting. In: INT. CONF. ON SOIL MECH. AND FOUND. ENG., 4, Londres. *Proceedings*, Vol 1, p. 316-319.

 JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K., (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure, VII REG. CONF. FOR AFRICA ON SOIL MECH. AND FOUND. ENG., Durban, Vol 1, p. 99-105.

KNODEL, P. C., (1981). Construction of Large Canal on Collapsing Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE, V.107, n.GT1, Janeiro, p.79-94.

LAWTON, E. C. ; FRAGASZY, R.J.; HARDCASTLE, J.H. (1989). Collapse of Compacted Clayey Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, V.115, n.9, September, p.1252-1267.

- * LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T., (1988). Determination of Collapse Potential of Soils. *Geotechnical Testing Journal*. ASTM, V.11, n.3, Setembro, p.173-178.
- MARIZ, D. F. & CASANOVA, F. J. (1994). Alguns Aspectos Relevantes no Mecanismo de Colapso de Solos do Planalto Central. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife. *Anais*, p.129-134.
- MENESCAL, R. A (1992). Modelagem Numérica do Comportamento Tensão-Deformação de Solos Não-Saturados. Brasília, pag. Irreg. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.
- MITCHELL, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behaviour*, John Wiley & Sons Inc., New York.
- MOLL, L. L. (1975). Análise del problema de los suelos colapsibles. V CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES. Buenos Aires. Argentina. p. 359-370.
- NORTHEY, R. D., (1969). Engineering Properties of Loess and other Collapsible soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, México. Specialty Session, V.3, n.5, p.445-452.
- NUÑES, E. ,(1975). Suelos Especiales: Colapsibles, Expansivos, Preconsolidados por Deseccacion. In: CONGRESO PAN- AMERICANO DE MECÁNICA DOS SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, *Anais*, Sessão II, V.4, p.43-73.

PAIXÃO, M.N.O.N. & CARVALHO, J.C.(1994). Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife. p.105-110.

REGINATTO, A. R. & FERRERO, J. C.,(1973). Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow. *Proceedings*, V.2.2, p.177-183.

REZNIK, Y. M., (1989). Discussion of Determination of Collapse Potential of Soils by A. J. Lutenergger and R. T. Saber. *Geotechnical Testing Journal*. ASTM, V.12, n.3, September, p.248-249.

REZNIK, Y. M., (1992). Determination of Deformation Properties of Collapsible Soils. *Geotechnical Testing Journal*.GTJODJ, V. 15, n.3, September, p.248-255.

SOUZA SANTOS, P., (1989). Ciência e Tecnologia de Argilas. Editora Edgard Blücher Ltda. 2º. edição, Vol. 1, p.277 - 298.

VARGAS, M., (1977). Fundações de Barragens de Terra sobre Solos Porosos . *Revista Construção Pesada*, Março, p.77-81.

VARGAS, M., (1978). Introdução à Mecânica dos Solos. Mc Graw-Hill do Brasil - Ed da Universidade, São Paulo, 509p.

VILAR, O. M. & GAIOTO, N., (1994). Comportamento Colapsível de um Solo Laterítico Compactado. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife. *Anais*. p. 185-190.

VILAR, O. M., (1979). Estudo da Compressão Unidirecional do Sedimento Moderno (Solo Superficial) da Cidade de São Carlos, 105p.

Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos,
Universidade de São Paulo.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J. B., (1981). Solos Colapsíveis - Um Problema para a Engenharia de Solos Tropicais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1, Rio de Janeiro. *Anais*, p. 209-224.

WEAST, R. C. (1985), CRC Handbook of Chemistry and Physics - 66th Edition, CRC Press, Inc., Flórida.

WOLLE, C. M. ; BENVENUTO, B. & CARVALHO, P. A. S., (1981). Collapsible Soil Foundation of Canal in Central Brazil. In: INT, CONF. ON SOIL MECH. AND FOUND. ENGINEERING, 10, Stocolmo. *Proceedings*, Vol. 1, p. 277-280.

WOLLE, C. M. ; BENVENUTO, C.; VICTÓRIO, F. C.; POLLA, C. M.; SAAD, A.M. & PULEGHINI, P., (1978). Estudo Preliminar da Colapsividade dos Solos no Projeto Jaíba (MG). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, São Paulo. *Anais*, tema I, V.1, p.179-193.

WOLLE, C. M., (1974). Uso do Microscópio de Varredura na Observação da Microestrutura das Argilas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5, São Paulo. *Anais*, Vol. 2, Outubro, p. 115-129.

YOUNG, R.N. & SETHI, A J. (1976). Turbidity and Zeta Potential Measurements of Clay Dispersibility. Dispersive Clays, Related Piping, and Erosion in Geotechnical Projects. ASTM SPECIAL TECHNICAL PUBLICATION 623. Chicago. pp. 419-431.

ZUQUETTE, L. V. (1991). Mapeamento geotécnico: uma nova abordagem.
Ribeirão Preto. Relatório Científico, FAPESP. v.2. 269p.