

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**Estudo geotécnico de um solo superficial da
cidade de Bragança Paulista – SP**

Ribamar de Jesus Gomes

**Campinas
2006**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**Estudo geotécnico de um solo superficial da
cidade de Bragança Paulista – SP**

Ribamar de Jesus Gomes

Orientador: Prof. Dr. David de Carvalho

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia.

Campinas, SP
2006

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**Estudo geotécnico de um solo superficial da cidade de
Bragança Paulista – SP**

Ribamar de Jesus Gomes

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. David de Carvalho
Presidente e Orientador / UNICAMP


Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
UNICAMP


Prof. Dr. Adriano Souza
UNESP

Campinas, 25 de agosto de 2006.

Dedicatória

*Dedico este trabalho a minha amada
esposa Ana Paula e as minhas queridas
filhas Maria Eduarda e Ana Luiza.*

Agradecimentos

A minha esposa Ana Paula, pois sua compreensão e apoio foram decisivos para a conclusão deste trabalho.

Ao meu pai e a minha mãe que, mesmo com poucos recursos financeiros não mediram esforços para que eu pudesse estudar, sem suas orações e incentivos eu jamais teria chegado até aqui.

Ao Prof. Dr. David de Carvalho pela orientação no desenvolvimento desse trabalho.

Em especial a Deus, que me deu força para seguir adiante durante as dificuldades que surgiram no desenvolvimento deste trabalho.

Resumo

GOMES, R.J. **Estudo geotécnico de um solo superficial da cidade de Bragança Paulista – SP**. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2006, 120 páginas. Dissertação (Mestrado).

Estuda-se o comportamento geotécnico de um perfil de solo tropical típico da região de Bragança Paulista – SP. Esse perfil é classificado pela pedologia como um Latossolo Vermelho Amarelo. Para atingir esse objetivo foram realizados ensaios de caracterização, ensaios triaxiais e ensaios edométricos no teor de umidade natural e saturado. Nos ensaios de caracterização constatou-se o comportamento laterítico do solo. Nos ensaios edométricos quando os corpos de prova foram inundados nas tensões normalmente adotadas em projetos de fundações de edificações de pequeno e médio porte, construções características da cidade, constatou - se indícios de expansibilidade e colapsibilidade, apontando para a necessidade de estudos mais aprofundados sobre esses fenômenos em outras localidades do município.

Palavras – chave: solos lateríticos; solos colapsíveis; solos expansivos; ensaio edométrico.

Abstract

GOMES, R.J. **Geotechnical study of the superficial soil at Bragança Paulista city – São Paulo state – Brazil**. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2006, 120 pages. Dissertation (Master of science).

The survey has the objective to investigate the geotechnical behavior of a typical soil profile at Bragança Paulista city – São Paulo State – Brazil. This profile is classified by the pedology as Red Yellow Oxisoil. To achieve this aim were accomplished characterization geotechnical tests, triaxial tests and consolidation tests. In the characterization tests was proved the lateritic behavior of the soil. In the consolidation tests when the samples were saturated in the tensions normally stipulated in edifications foundations projects at small and medium conveyance the results had pointed colapsible and expansive soil existence at the referred city.

Key-words: lateritic soil; colapsible soils, expansive soils, consolidation tests

Lista de Figuras

Capítulo 3

Figura 3.1	Ocorrência de colapso em prova de carga.....	23
Figura 3.2	Estrutura do solo colapsível: a) antes da inundação; b) depois da inundação.....	24
Figura 3.3	Pressão de contato produzida pela capilaridade.....	25
Figura 3.4	Arranjo esquemático dos grãos de areia e silte	26
Figura 3.5	Arranjo esquemático dos grãos de areia com vínculos de argila	26
Figura 3.6	Arranjo esquemático dos grãos de areia com vínculos de argila resultante do processo de lixiviação	27
Figura 3.7	Arranjo esquemático de agregados de argila interligados por pontes de argila	27
Figura 3.8	Perfil esquemático do subsolo em região de clima tropical.....	29
Figura 3.9	Proposições de perfis de intemperismo típicos do Brasil	30
Figura 3.10	Propriedades dos solos tropicais para obras rodoviárias.....	33
Figura 3.11	Carta de Plasticidade associada à Carta de Atividade.....	34
Figura 3.12	Proposta de classificação de solos de granulometria fina de modo a incluir Solos Tropicais.....	34
Figura 3.13	Fases constituintes do solo não saturado	37
Figura 3.14	Modelo físico do fenômeno da capilaridade	38
Figura 3.15	Curvas de retenção características de um solo arenoso e de um solo argiloso.....	41
Figura 3.16	Variação da capacidade de carga em função da sucção matricial.....	42
Figura 3.17	Solos colapsíveis estudados no Brasil	44
Figura 3.18	Evidência do colapso no ensaio de compressão edométrica simples.....	45

Figura 3.19	Resultado do ensaio de compressão edométrica duplo.....	46
Figura 3.20	Evidência do colapso no ensaio de compressão edométrica duplo	46
Figura 3.21	Câmara para controle de sucção proposta por Escario e Saez, 1973	48
Figura 3.22	Sistemas de reação em prova de carga estática	49
Figura 3.23	Constatação de colapso na carga admissível	50
Figura 3.24	Carga de colapso superior a carga admissível	50
Figura 3.25	Carga de colapso determinada com pré – inundação do solo	51
Figura 3.26	CrITÉrios baseados em Índices Físicos e Limites de Atterberg.....	54
Figura 3.27	Obtenção do colapso no ensaio edométrico duplo	55
Figura 3.28	Obtenção do colapso no ensaio edométrico simples	56
Figura 3.29	Grau de colapsibilidade.....	59

Capítulo 4

Figura 4.1	Localização geográfica da cidade de Bragança Paulista	61
Figura 4.2	Geomorfologia do Estado de São Paulo	63
Figura 4.3	Estrutura e Associações do Complexo Granitóide Socorro.....	65

Capítulo 5

Figura 5.1	Perfil da Região Norte	69
Figura 5.2	Perfil da Região Sul.....	69
Figura 5.3	Perfil da Região Leste	70
Figura 5.4	Perfil da Região Oeste	70
Figura 5.5	Locação dos furos de sondagem e do poço de coleta de amostras	71
Figura 5.6	Bloco preparado	72

Capítulo 6

Figura 6.1	Perfil geotécnico do furo SP 01	75
Figura 6.2	Perfil geotécnico do furo SP 02.....	75
Figura 6.3	Resultado da análise granulométrica conjunta ao longo do perfil de solo estudado	76
Figura 6.4	Variabilidade dos Limites de Consistência ao longo do perfil estudado	77
Figura 6.5	Classif. das camadas do perfil estudado pela Carta de Plasticidade	79

Figura 6.6	Classificação das camadas do perfil estudado pela Carta para solos tropicais proposta por Vargas	80
Figura 6.7	Variabilidade das características físicas, γ , e γ_s , ao longo do perfil estudado	81
Figura 6.8	Variabilidade das características físicas, S_r e “e”, ao longo do perfil estudado	82
Figura 6.9	Variabilidade das características físicas, “n” e “w”, ao longo do perfil estudado	82
Figura 6.10	Tensões geostáticas e de pré-adensamento e índices de compressão do perfil de solo estudado	85
Figura 6.11	Ensaio edométrico simples da amostra a 1,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 20kPa.....	87
Figura 6.12	Ensaio edométrico simples da amostra a 1,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 40kPa.....	88
Figura 6.13	Ensaio edométrico simples da amostra a 1,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 80kPa.....	89
Figura 6.14	Ensaio edométrico simples da amostra a 1,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 130kPa.....	90
Figura 6.15	Ensaio edométrico simples da amostra a 2,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 40kPa.....	91
Figura 6.16	Ensaio edométrico simples da amostra a 4,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 270kPa.....	92
Figura 6.17	Ensaio edométrico simples da amostra a 7,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 700kPa.....	93
Figura 6.18	Var. do índice de vazios em função da tensão de inundação aplicada.....	94
Figura 6.19	Resultados do ensaio triaxial para a profundidade de 1,00m.....	97
Figura 6.20	Resultados do ensaio triaxial para a profundidade de 2,00m.....	98
Figura 6.21	Resultados do ensaio triaxial para a profundidade de 4,00m.....	99
Figura 6.22	Resultados do ensaio triaxial para a profundidade de 7,00m.....	100
Figura 6.23	Resultados do ensaio triaxial rápido saturado para a profundidade de 1,00m	101

Figura 6.24	Resultados do ensaio triaxial rápido saturado para a profundidade de 2,00m	102
Figura 6.25	Resultados do ensaio triaxial rápido saturado para a profundidade de 4,00m	103
Figura 6.26	Resultados do ensaio triaxial rápido saturado para a profundidade de 7,00m	104
Figura 6.27	Variabilidade da resistência ao cisalhamento das amostras no teor de umidade natural e saturado ao longo do perfil estudado.....	106

Lista de Tabelas

Capítulo 3

Tabela 3.1	Classificação da colapsibilidade.....	57
Tabela 3.2	Classificação da colapsibilidade.....	58
Tabela 3.3	Verificação da ocorrência do colapsibilidade	58
Tabela 3.4	Valores de Kw a partir do qual o solo pode ser considerado colapsível ...	60

Capítulo 5

Tabela 5.1	Distribuição dos furos de sondagem por região	69
Tabela 5.2	Relação dos ensaios para obtenção das propriedades índices do solo....	73
Tabela 5.3	Tensões de inundação utilizadas	74

Capítulo 6

Tabela 6.1	Resultados dos ensaios de limites de consistência	77
Tabela 6.2	Índice de Atividade das Argilas	78
Tabela 6.3	Resultados obtidos pela carta de plasticidade	79
Tabela 6.4	Resultados obtidos pela carta para solos tropicais	80
Tabela 6.5	Índices físicos médios do perfil de solo estudado	81
Tabela 6.6	Potenciais de colapso do perfil de solo estudado obtidos através de métodos baseados em ensaios de caracterização	83
Tabela 6.7	Resultados dos ensaios edométricos no teor de umidade natural	84
Tabela 6.8	Resultados encontrados no ensaio edométrico simples	86
Tabela 6.9	Potencial de colapso do local estudado segundo Jennings & Knight; Lutenegegger & Sabar e Vargas.....	95
Tabela 6.10	Potencial de colapso do local estudado segundo Reginatto & Ferrero	95
Tabela 6.11	Potencial de colapso do local estudado segundo Basma & Tuncer.....	96

Tabela 6.12	Resultado dos ensaios triaxiais das amostras do perfil estudado	105
Tabela 6.13	Resistência ao cisalhamento dos corpos de prova no teor de umidade natural e saturado	105

Lista de Abreviaturas e Símbolos

c	Coesão
c'	Intercepto de coesão
C_c	Índice de Compressão
CP	Potencial de colapso
CPT	Ensaio de cone
C_u	Coeficiente de uniformidade do solo;
e	Índice de vazios do solo
I	Potencial de colapso (%)
IP (%)	Índice de Plasticidade (%)
K	Coeficiente de colapso (%)
LL	Limite de Liquidez (%)
LP	Limite de Plasticidade(%)
n	Porosidade (%)
N_{SPT}	Número de golpes do ensaio SPT
p	Resistência à penetração do cone no solo na umidade natural (kN/m^2)
$S-C$	Diferença entre areia e argila (%).
SPT	Standard Penetration Test – Teste de penetração padrão
S_r	Grau de saturação (%)
w	Teor de umidade (%)
γ	Peso específico do solo (kN/m^3)
γ_d	Peso específico seco do solo (kN/m^3)
γ_s	Peso específico dos sólidos (kN/m^3)
γ_{sat}	Peso específico saturado do solo (kN/m^3)

γ_{sub}	Peso específico submerso do solo (kN/m ³)
Δ_e	Variação do índice de vazios para um mesmo nível de tensão
σ	Tensão aplicada (kPa)
τ	Resistência ao cisalhamento (kPa)
Φ	Ângulo de atrito (°)
α	ângulo de contato água/tubo;
h_c	altura de ascensão capilar;
g	aceleração da gravidade;
T_s	Tensão superficial;
R_s	raio do menisco;
R	raio do tubo;
γ_w	massa específica da água
σ'	tensão efetiva;
σ	tensão total;
u_a	pressão do ar;
u_w	pressão da água;
χ	parâmetro referente ao grau de saturação

Sumário

Resumo	v
Abstract	vi
Lista de Figuras	vii
Lista de Tabelas	xi
Lista de Abreviaturas e Símbolos	xiii
1 INTRODUÇÃO	19
2 OBJETIVOS.....	21
2.1 Objetivo geral	21
2.2 Objetivo específico	21
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
3.1 Solos Colapsíveis.....	22
3.2 Mecanismo do colapso	23
3.2.1 Arranjos granulares dos solos colapsíveis.....	25
3.2.2 Solos Lateríticos	28
3.2.2.1 Perfis de intemperismo.....	29
3.2.2.2 O processo de laterização do solo	31
3.2.2.3 Sistemas de Classificação dos Solos Lateríticos	31
3.2.3 A influência da sucção no processo de colapso	35
3.2.3.1 Fases constituintes dos Solos Não Saturados	36
3.2.3.1.1 Capilaridade	37
3.2.3.1.2 Adsorção	39

3.2.3.2 O princípio das tensões efetivas de solos não saturados	39
3.2.3.3 Curva de retenção de água.....	40
3.2.3.4 Influência da sucção na capacidade de carga do solo	41
3.2.4 Influência do tipo de fluido de inundação no mecanismo de colapso	42
3.3 Ocorrência no Brasil.....	44
3.4 Métodos empregados para a identificação de solos colapsíveis.....	45
3.4.1 Ensaio de compressão edométrica.....	45
3.4.1.1 Ensaio de compressão edométrica simples	45
3.4.1.2 Ensaio de compressão edométrica duplo	46
3.4.1.3 Ensaio de Compressão edométrica com controle de sucção.....	47
3.4.2 Ensaio de Campo	48
3.4.2.1 Provas de Carga Estáticas.....	48
3.4.2.2 Ensaio Standard Penetration Test SPT e Standard Penetration Test com Medida de Torque (SPT-T)	51
3.4.2.3 Expansocolapsômetro.....	52
3.4.3 Índices físicos do solo.....	52
3.4.4 Estudos Microestruturais	52
3.4.4.1 Microscopia	52
3.4.4.2 Análise Mineralógica	53
3.4.4.3 Porosimetria	53
3.5 Critérios para identificação de solos colapsíveis.....	54
3.5.1 Critérios baseados em Índices Físicos e Limites de Atterberg	54
3.5.2 Critérios baseados em ensaios edométricos	55
3.5.2.1 Critério de Jennings e Knight	55
3.5.2.2 Critério de Lutenegeger e Saber (1988).....	57
3.5.2.3 Critério de Reginatto e Ferrero (1973)	58
3.5.2.4 Critério de Basma e Tuncer (1992)	59
3.5.3 Critérios baseados em ensaios de campo.....	60
3.5.3.1 Critério de Reznik (1989)	60

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	61
4.1 Localização geográfica	61
4.2 Aspectos Fisiográficos e Geológicos	62
4.2.1. Clima	62
4.2.2 Geomorfologia	62
4.2.3 Geologia	64
4.2.4 Pedologia.....	65
4.2.5 Características geotécnicas.....	66
5 METODOLOGIA	68
5.1 Seleção da área	68
5.2 Amostragem.....	72
5.3 Ensaios	73
5.3.1 Ensaios de caracterização.....	73
5.3.2 Ensaios de compressão edométrica.....	73
5.3.3 Ensaios de compressão triaxial	74
6 RESULTADOS.....	75
6.1 Perfil do local a partir de sondagens SPT	75
6.2 Ensaios de caracterização	76
6.2.1 Análise Granulométrica	76
6.2.2 Limites de Consistência.....	77
6.2.3 Índice de Atividade de Argila	78
6.2.4 Classificação do Solo	78
6.2.4.1 Classificação Unificada dos solos	78
6.2.4.2 Classificação para solos tropicais proposta por Vargas	79
6.2.5 Caracterização Física	80
6.2.6 Determinação do potencial de colapso através de ensaios de caracterização.....	83
6.3 Ensaios edométricos.....	84
6.3.1 Curva de compressão.....	84
6.3.2 Ensaio edométrico com inundação.....	85

6.3.3 Avaliação do potencial de colapso.....	94
6.3.3.1 Critérios de JENNINGS & KNIGHT (1975), LUTENEGGER & SABER (1989) e VARGAS (1978).....	94
6.3.3.2 Critério de REGINATTO e FERRERO (1973)	95
6.3.3.3 Critério de BASMA e TUNCER (1992)	96
6.4 Ensaios triaxiais	96
7 DISCUSSÃO	107
7.1 Perfil de sondagem SPT	107
7.2 Ensaios de caracterização	108
7.3 Ensaios triaxiais	109
7.4 Ensaios edométricos.....	110
7.4.1 Curvas de compressão.....	110
7.4.2 Ensaio edométrico com inundação.....	110
8 CONCLUSÕES	113
Referências Bibliográficas	115

1 INTRODUÇÃO

Os solos brasileiros, em virtude da sua composição mineralógica, apresentam comportamento bem distinto dos solos dos demais países, como é o caso dos solos lateríticos. Esses solos quando em contato com água podem apresentar a ocorrência de colapso e expansibilidade.

Os solos colapsíveis são solos não saturados que ao sofrerem um aumento brusco do seu teor de umidade, aliado ou não a um acréscimo na tensão total, apresentam uma brusca diminuição do seu volume.

A literatura apresenta uma série de casos de edificações apoiadas nesse tipo de solo, que após um problema de vazamento ou infiltração, apresentaram recalques inesperados nas suas fundações.

Na cidade de Bragança Paulista – SP existem relatos de casos semelhantes que, entretanto nunca receberam um tratamento científico adequado que pudesse caracterizar a existência de solos colapsíveis na cidade.

Consultando a bibliografia disponível sobre o assunto, constatou-se que não existem trabalhos realizados especificamente para esta localidade.

Diante deste fato e da complexidade do problema, cujos efeitos podem trazer prejuízos financeiros e principalmente risco aos ocupantes, o autor realizou estudos para esclarecimento do caso, através da análise em laboratório de amostras deformadas e indeformadas representativas do perfil geotécnico característico da cidade.

Assim, neste texto é apresentada, no capítulo 3, uma revisão bibliográfica sobre o tema.

O capítulo 4 apresenta uma caracterização do município sobre o ponto de vista geográfico, geológico e geotécnico.

No capítulo 5, estão detalhados os métodos e técnicas empregados para a identificação da colapsibilidade do solo do local selecionado.

No capítulo 6 estão os resultados encontrados, sendo que as análises dos dados obtidos estão descritas no capítulo 7.

Finalmente, no capítulo 8, são apresentadas as conclusões dessa pesquisa de Mestrado da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

A pesquisa tem por objetivo identificar a existência de colapsibilidade a partir de um perfil de solo característico da região de Bragança Paulista, visando com isso trazer alguma contribuição aos estudiosos do tema.

2.2 Objetivo específico

Determinar, através de ensaios de laboratório, as propriedades geotécnicas do solo em estudo, determinando-se seu índice de colapso.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Solos Colapsíveis

Os solos colapsíveis são solos não saturados que ao sofrerem um aumento brusco do seu teor de umidade, aliado ou não a um acréscimo na tensão total, apresentam uma brusca diminuição do seu volume.

Esta instabilidade é provocada pela quebra das ligações entre as partículas do solo com o aumento do grau de saturação, gerando o colapso da sua estrutura, daí a nomenclatura solo colapsível.

Do ponto de vista da engenharia geotécnica o colapso pode ser encarado como a perda de resistência ao cisalhamento do solo, em virtude da sua inundação que provoca o desmoronamento da sua estrutura.

Este fenômeno é característico em solos não saturados com grande porosidade e arranjo estrutural entre as partículas que pode ser considerado estável, se não se alterarem os estados de tensões e os teores de umidade naturais (BENVENUTO 1982).

Uma das características deste fenômeno é a velocidade de ocorrência, gerando recalques abruptos, uma vez que a quebra das ligações entre as partículas ocorre em espaço bastante curto.

A figura 3.1, apresenta um gráfico carga x recalque de uma prova de carga, em que se pode observar que no momento da inundação do ensaio ocorre o colapso instantâneo da estrutura do solo, evidenciado pela descontinuidade da curva.

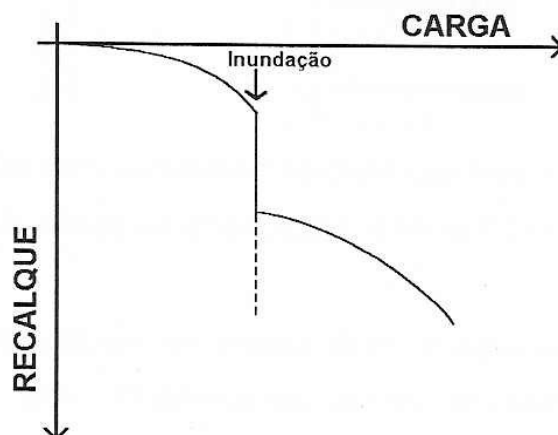


Figura 3.1 Ocorrência de colapso em prova de carga (CINTRA, 1998)

Infelizmente, em vários casos a ocorrência de colapso no solo somente é detectada quando ocorrem acidentes e danos provocados pelo surgimento de subsidências prejudiciais às obras.

Como exemplo de um problema comumente encontrado CINTRA (1998) cita o caso de fundações de edifícios em solos colapsíveis, que podem se comportar satisfatoriamente por algum tempo, mas bruscamente sofrer um recalque adicional, em geral de considerável magnitude, por causa do aparecimento acidental de uma fonte de água que passa a inundar os solos. Assim a mudança nas condições de umidade acarreta um efeito perverso ao solo colapsível e, conseqüentemente um comportamento dramático das fundações.

Diante da gravidade do problema, HACHICH et al. (1998) afirmam que esses solos têm sido objetos de investigações em todo país, em virtude da freqüência com que são encontrados e da importância do fenômeno para fundações de edificações e para obras de canalizações.

3.2 Mecanismo do colapso

De acordo com DUDLEY (1970), os solos colapsíveis se caracterizam por uma estrutura altamente porosa em que as partículas sólidas se mantêm interligadas por meio de vínculos que possuem uma resistência temporária proveniente de forças

capilares ou de adsorção (sucção), ou pela presença de algum agente cimentante, como os óxidos de ferro e os carbonatos (como é o caso dos solos lateríticos) ou ainda por “pontes” de materiais finos como silte e argila, ocorrendo na maioria das vezes de forma combinada, prevalecendo um ou outro.

O colapso ocorre quando algum agente externo causa o enfraquecimento destes vínculos provocando o deslizamento das partículas, gerando um rearranjo da estrutura do solo e a conseqüente redução de volume, conforme a figura 3.2.



Figura 3.2 Estrutura do solo colapsível: a) antes da inundação; b) depois da inundação (JENNINGS & KNIGHT, 1957)

Diversos autores (DUDLEY, 1970; BARDEN et al, 1973; CLEMENCE & FINBARR, 1981) afirmam que o tempo para processar o colapso dependerá dos tipos de ligações que mantêm a estrutura do solo. Entretanto é consenso que a presença de um fluido, gerando um aumento do teor de umidade, é o mecanismo propulsor para desencadear esse fenômeno.

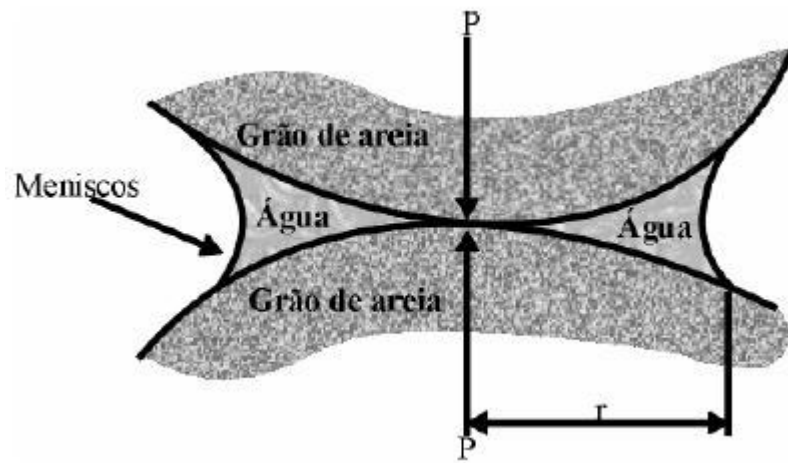
BASMA & TUNCER (1992), consideram três condições fundamentais para que um solo apresente colapso:

- a) Uma estrutura porosa parcialmente saturada e potencialmente estável;
- b) Uma componente de tensão existente ou aplicada;
- c) Uma forte vinculação ou agente cimentante forte o suficiente para estabilizar os contatos e que sob umedecimento são reduzidas provocando o colapso.

3.2.1 Arranjos granulares dos solos colapsáveis

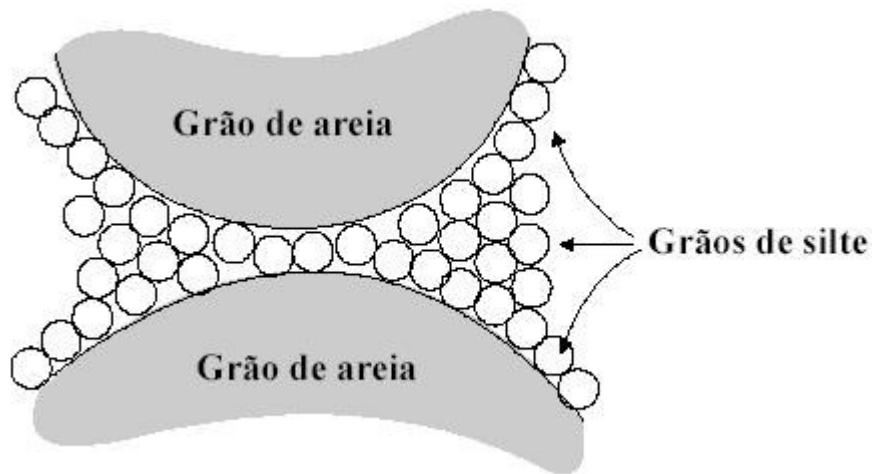
DUDLEY (1970) apresenta em seu trabalho uma série de arranjos granulares de solos identificados como colapsáveis:

a) Nos solos arenosos, a resistência temporária é devido a tensão capilar que, à medida que o solo seca, vai aumentando em virtude da redução do raio de curvatura dos meniscos da interface ar-água gerando tensões de tração na água (poropressão negativa). Essas tensões acabam fazendo com que a tensão efetiva se torne maior que a tensão total aplicada pela carga, aumentando a resistência aparente do solo. Se, eventualmente ocorrer a entrada de água na estrutura do solo, os efeitos das tensões capilares são destruídos e o solo pode sofrer um rápido decréscimo de volume.



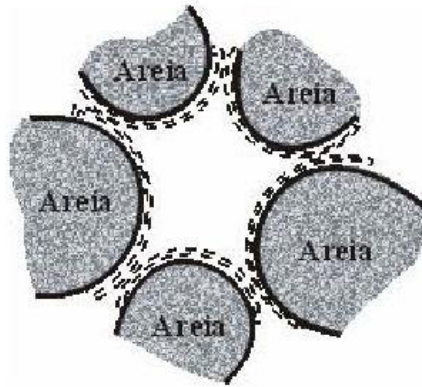
**Figura 3.3 Pressão de contato produzida pela capilaridade
(DUDLEY, 1970 apud GUTIERREZ, 2005)**

b) Em arranjos granulares constituídos de areia com vínculos de silte, a estrutura também apresenta colapso pela redução das forças capilares aplicadas entre os contatos silte com silte e os contatos silte com areia, como representado na figura 3.4.



**Figura 3.4 Arranjo esquemático dos grãos de areia e silte
(DUDLEY, 1970 apud GUTIERREZ, 2005)**

c) Solos cujas estruturas sejam formadas por grãos maiores (areia e silte) envolvidos em filmes de argila, quando são colocados em contato com água perdem resistência, pois os filmes se dilatam e separam as partículas de argila.



**Figura 3.5 Arranjo esquemático dos grãos de areia com vínculos de argila
(DUDLEY, 1970 apud GUTIERREZ, 2005)**

d) Outro caso estudado é o arranjo granular formado por grãos de areia com vínculos de argila. Esse arranjo ocorre quando partículas de argila não lixiviadas pelas precipitações ficam dispersas no fluido intersticial, que ao se evaporar, devido a alta concentração de íons na solução, provoca o agrupamento dessas partículas ao redor das junções dos grãos maiores, formando “pontes” entre eles. Quando se adiciona água a essa estrutura a concentração de íons no fluido é reduzida, gerando o aumento da

força repulsiva existente entre as partículas argilosas, provocando assim mudanças na estabilidade dos contrafortes, resultando na perda de resistência do solo.

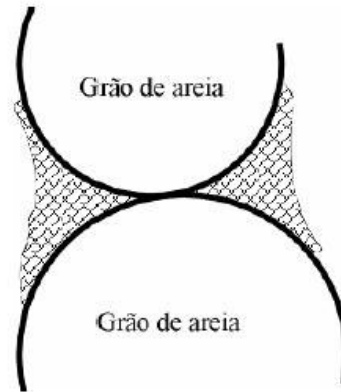


Figura 3.6 Arranjo esquemático dos grãos de areia com vínculos de argila resultante do processo de lixiviação (DUDLEY, 1970 apud GUTIERREZ, 2005)

A estrutura apresenta na figura 3.6 também poderia ser formada por partículas argilosas agrupadas que funcionariam como grãos, e poderiam desenvolver suas próprias tensões capilares similares aos grãos de silte.

CLEMENCE & FINBARR (1981) estudaram um outro tipo de estrutura (figura 3.7), formada por grãos de partículas argilosas aglutinadas, interligadas por meio de pontes argilosas.

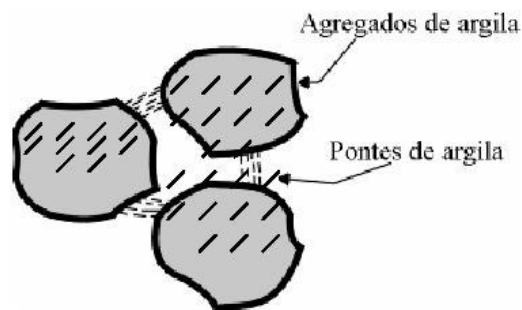


Figura 3.7 Arranjo esquemático de agregados de argila interligados por pontes de argila (CLEMENCE & FINBARR, 1981 apud GUTIERREZ, 2005)

Nos casos em que o arranjo granular entre as partículas é mantido pela ação de agentes cimentantes, tais como óxidos de ferro, carbonatos de cálcio, silicatos, aluminatos, gipsitas e sais, a perda da estabilidade destas ligações está condicionada a solubilidade do material frente a presença de algum elemento químico existente na composição do fluido de inundação. CRUZ (1996) afirma que nos casos de solos lateríticos e mesmo solos argilosos saprolíticos, a cimentação entre as partículas é um fato comprovado, sendo que alguns dos cimentos presentes são mais ou menos solúveis na água.

3.2.2 Solos Lateríticos

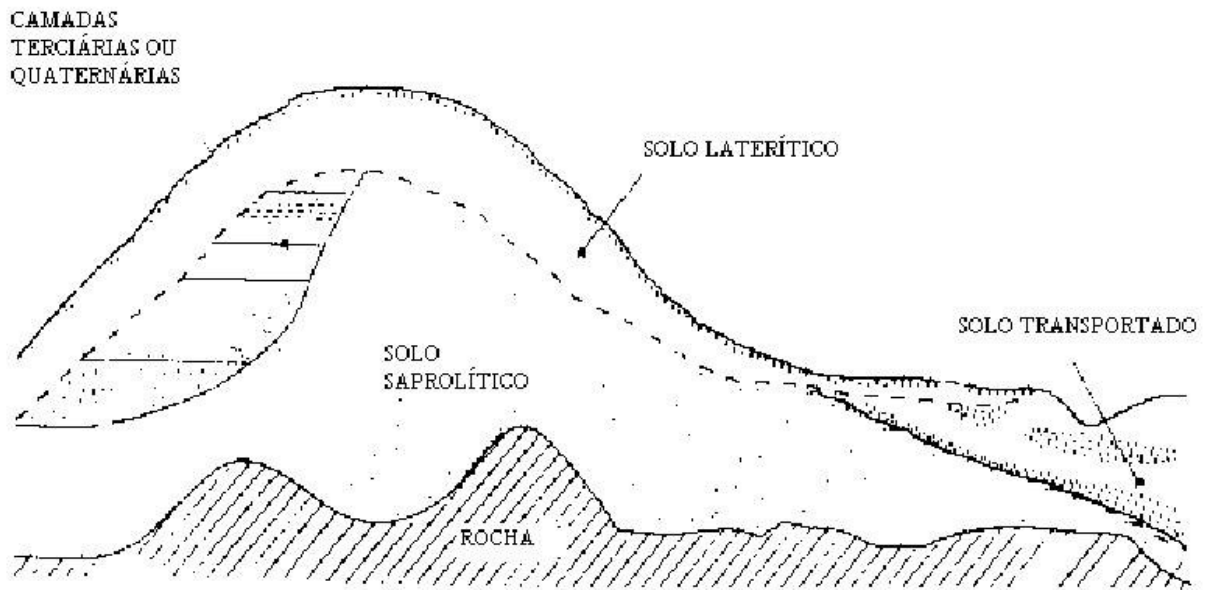
Segundo VARGAS (1985), os fenômenos de colapsibilidade são peculiares a certos solos porosos lateríticos.

Os solos lateríticos estão enquadrados dentro da categoria dos solos tropicais, ou seja, solos que em virtude de seu processo evolutivo se dar por intermédio de processos geológicos ou pedológicos típicos de regiões de clima quente, com regime de chuvas moderadas a intensa, apresentam peculiaridades de comportamento e propriedades quando comparados aos de clima temperado (VARGAS, 1985).

FONSECA (2006) afirma que os solos tropicais são largamente encontrados no território brasileiro, devido às condições climáticas favoráveis a sua formação (clima quente e alta pluviosidade).

Segundo BOLINELLI (2004), o termo laterito foi originalmente definido por Buchana em 1807 na Índia, para descrever um material avermelhado e endurecido, utilizado para construção. No Brasil o termo laterítico passou a ser empregado a partir da primeira Conferência Internacional sobre Solos Tropicais, realizada em 1985, em Brasília, aonde foi proposto dividir os solos que recobrem as rochas dessas regiões em dois tipos: lateríticos nas camadas superficiais e saprolíticos nas camadas mais profundas.

NOGAMI & VILLIBOR (1996) afirmam que os solos lateríticos incluem quase toda a totalidade dos solos superficiais das regiões tropicais e dos materiais concrecionados e propõem o perfil esquemático apresentado na figura 3.8



**Figura 3.8 Perfil esquemático do subsolo em região de clima tropical
(NOGAMI & VILLIBOR, 1996)**

NOGAMI & VILLIBOR (1996) consideram que as principais características para um solo ser considerado laterítico são:

- a) Solo pedologicamente evoluído;
- b) Pertencer aos horizontes A ou B (pedológico) de perfis bem drenados, desenvolvido sobre clima tropical úmido;
- c) A fração argila for constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e por hidróxidos hidratados de ferro e alumínio. Esses componentes são agrupados numa estrutura porosa peculiar, agregada de forma muito instável.

DE MIO (2005) afirma ainda que os solos lateríticos bem desenvolvidos, apresentam pequena diferenciação de horizontes, elevada porosidade e permeabilidade e grande variação granulométrica.

3.2.2.1 Perfis de intemperismo

MARTINS (2005) citando Deere e Patton, 1971, define perfil de intemperismo (também denominado perfil de alteração e perfil do solo) como a seqüência de camadas com diferentes propriedades físicas, formadas “in situ” por processos de alteração física e

química, e que permanecem recobrendo o maciço rochoso. Ao longo do perfil, podem ser encontrados materiais variando desde a rocha sã até materiais completamente intemperizados, cuja estrutura torna impossível a identificação da rocha matriz. Na figura abaixo é apresentada as proposições existentes para os perfis de intemperismo típicos do Brasil.

DEERE e PATTON (1971)	DE MELLO (1971)	VARGAS (1974)		WOLLE (1985)	PASTORE (1992)
I - SOLO RESIDUAL	I - A HORIZONTE "A"	SOLO	A	S. Superf.	Hor. Organ. (1)
I - B HORIZONTE "B"	MADURO	B	SOLO RESIDUAL MADURO	SOLO MADURO	SOLO RES. OU TRANSP. HORIZONTE DE SOLO LATERÍTICO (2)
I - C HORIZONTE "C" (SAPROLITO)	SOLO RESIDUAL	C	HORIZ. II INTER-MEDIÁRIO	SOLO SAPROLÍTICO	RESIDUAL HORIZONTE DE SOLO SAPROLÍTICO (3)
II - ROCHA ALTERADA	II - A TRANSIÇÃO (de solo saprolítico para rocha alterada)	SOLOS SAPROLITO	HORIZONTE III SAPROLITO	SAPROLITO	HORIZONTE DE SAPROLITO (4)
II - B Rocha Parcialmente Alterada	ROCHA ALTERADA	ROCHA Sã OU DECOMPOSTA	HORIZONTE IV ROCHA ALTERADA	ROCHA ALTERADA	HORIZONTE DE ROCHA MUITO ALTERADA (5)
III ROCHA Sã	ROCHA Sã		HORIZONTE V ROCHA Sã	ROCHA Sã	HORIZONTE DE ROCHA ALTERADA (6)
					HORIZONTE DE ROCHA Sã (7)

Figura 3.9 Proposições de perfis de intemperismo típicos do Brasil
(PASTORE, 1992 apud MARTINS 2005)

3.2.2.2 O processo de laterização do solo

De acordo com CRUZ (1996), a principal característica dos solos superficiais é a laterização, que pode ocorrer em solos residuais, aluviais e coluviais.

FONSECA (2006), citando Sowers, 1963, afirma que as características de resistência, compressibilidade, permeabilidade e compactação dos solos tropicais dependem de sua estrutura e do grau de intemperismo sofrido, sendo que o grau de laterização é um fator extremamente relevante no comportamento dos solos.

O processo de laterização do solo se enquadra dentro do que se convencionou denominar de intemperismo químico, pois, segundo Irfan & Woods, 1988 apud MARTINS (2005), esse tipo de intemperismo é predominante em regiões de clima tropical, onde as condições de elevadas temperaturas e umidades propiciam o desenvolvimento de espessas camadas.

Mitchell & Sitar, 1982 apud MARTINS (2005) explicam algumas etapas do processo de laterização:

- a) em condições adequadas (chuvas abundantes, altas temperaturas, boas condições de drenagem), ocorre a lixiviação de sílica e bases (Na_2O , K_2O , CaO , MgO), rápida quebra dos feldspatos e ferromagnesianos, acumulação de sesquióxidos de ferro e alumínio (constituintes menos solúveis), formação de argilominerais do grupo caulinítico e permanência de minerais mais resistentes como quartzo e mica;
- b) com o avanço do intemperismo parte da caulinita se transforma em gibsitita, e em estágios subseqüentes os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, goetita e gibsitita, se alteram para hematita e boemitita (Fe_2O_3 e $\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{H}_2\text{O}$, respectivamente).

Os sesquióxidos de ferro e alumínio presentes na fração fina podem existir como partículas diretas, ou recobrindo outros minerais, ou como cimentos nos contatos intergranulares.

3.2.2.3 Sistemas de Classificação dos Solos Lateríticos

De acordo com PINTO (2000), o objetivo principal dos sistemas de classificação, sob o ponto de vista da engenharia, é poder estimar o provável comportamento do solo e

orientar o programa de investigação necessário nas etapas de análise, planejamento e projeto.

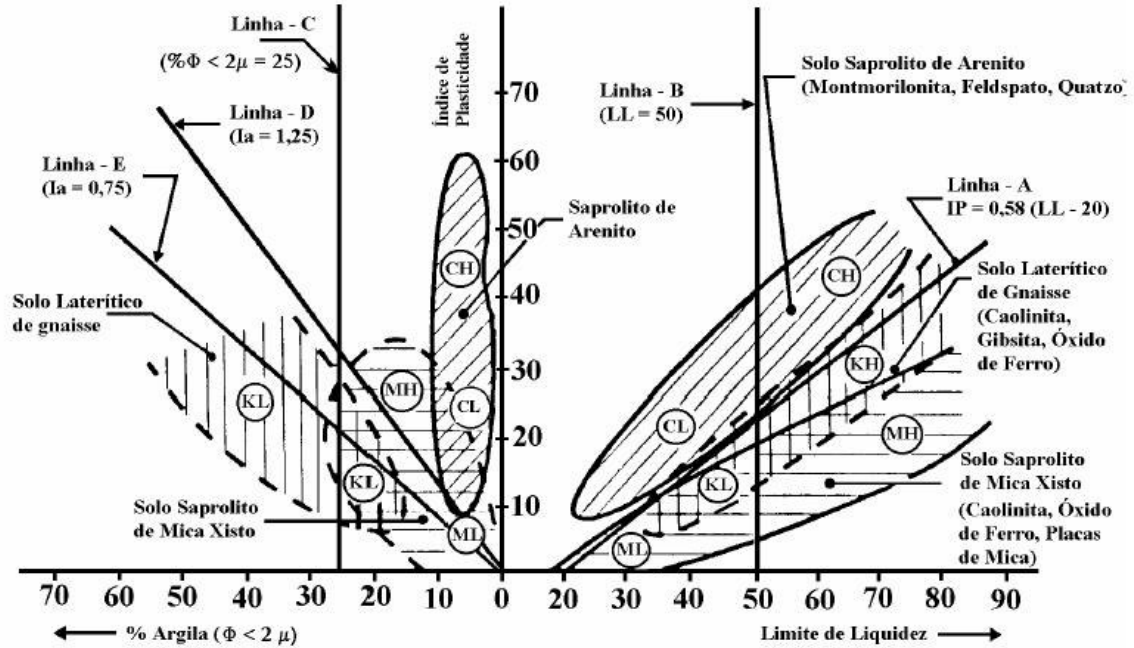
Entretanto as classificações tradicionais para solos como a HRB (Highway Research Board, também conhecida como classificação AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials) e a USCS (Unified Soil Classification System) não se aplicam em alguns casos de solos tropicais e ainda não se chegou a um consenso para classificação destes solos, em virtude do seu comportamento ser fortemente influenciado pela estrutura, cimentação e feições herdadas da rocha de origem, e todas essas características serem afetadas pelo intemperismo, gerando materiais de comportamentos bastante diferenciados.

No Brasil existem algumas propostas para as classificações dos solos tropicais, dividindo – os de acordo com área de aplicação.

Nogami & Villibor, 1981 apud THULER (2005), propuseram uma classificação, na qual dividem os solos tropicais compactados em dois grandes grupos: solos de comportamento laterítico e solos de comportamento não laterítico. Esta classificação é baseada em resultados obtidos no ensaio que ficou conhecido como MCT (Miniatura Compactado Tropical), que submete corpos de prova com 50mm de diâmetro aos ensaios de compactação (mini-MCV) e ao ensaio de perda de massa por imersão.

A figura 3.10 apresenta as propriedades mais importantes para o uso de solos tropicais em obras rodoviárias, contendo uma hierarquização desses solos no que se relaciona aos vários usos. É importante ressaltar que essa hierarquização varia de acordo com diversos fatores como técnicas construtivas, intensidade de tráfego, condições climática, etc...

Segundo MARTINS (2005) uma limitação desse sistema é que a diferenciação dos grupos é feita com base em propriedades de interesse para a engenharia rodoviária, não sendo possível estimar outras propriedades importantes em obras de terra e fundações.



**Figura 3.11 Carta de Plasticidade associada à Carta de Atividade
(VARGAS, 1992 apud FONSECA, 2006)**

	MAIOR DIVISÃO	GRUPO DO SOLO	SUB-GRUPOS PROPOSTOS	SÍMBOLOS GRUPOS
Solos de granulção fina, contendo pouco ou nenhum material de granulção grossa	Baixa Compressibilidade LL < 50	Silte e areias muito finas. Areias finas argilosas. Argilas siltosas	Areias e Fragmentos de rocha	ML
			Solos Micáceos	MLm
		Argilas de baixa plastic. Argilas arenosas. Argilas siltosas	Solos Não Cauliniticos	CL
			Tipo Caulinitico	KL
		Solos siltosos ferrosos		KLf
		Solos siltosos orgânicos		OL
	Alta Compressibilidade LL > 50	Areia fina ou solos siltosos	Diatomáceas. Solos elásticos	MH
			Solos Micáceos	MHm
		Argilas de alta plasticidade, argilas arenosas ou siltosas	Tipo Não-Caulinitico	CH
			Tipo Caulinitico	KH
		Solos argilosos ferrosos		KHf
		Solos argilosos orgânicos		OH

Figura 3.12 Proposta de classificação de solos de granulometria fina de modo a incluir Solos Tropicais (Vargas, 1992, apud FONSECA, 2006)

Entretanto, MARTINS (2005) cita em seu trabalho vários pesquisadores (Ferreira, 1995; Souza Neto, 2000; Silva, 2001; Futai, 2002), que demonstraram que essa proposta não consegue enquadrar adequadamente alguns tipos de solos tropicais.

Segundo DE MIO (2005), as limitações dos métodos se devem ao fato de que os solos tropicais apresentam características particulares em função de mineralogia, estruturas variadas, cimentação entre partículas, índice de vazios variável, não correlacionável com a história de tensões, permeabilidade normalmente não relacionada a granulometria, presença de descontinuidades de baixa resistência, condição não – saturada, freqüentemente com grandes espessuras. Deste modo estas características, em grande parte, só podem ser identificadas com avaliações abrangentes, que incluem mapeamentos, identificação dos perfis de alteração e análises químicas.

3.2.3 A influência da sucção no processo de colapso

Conforme já discutido anteriormente, certos arranjos granulares colapsíveis possuem uma estrutura altamente porosa em que as partículas sólidas se mantêm interligadas por meio de vínculos que possuem uma resistência temporária proveniente da pressão de sucção, que se dissipará se eventualmente ocorrer à entrada de água no solo, ocasionando o colapso dessa estrutura.

A pressão de sucção ocorre devido à presença de ar nos interstícios granulares e pode ser definida como a pressão do ar (u_a) menos a pressão da água (u_w), portanto os valores são sempre maiores ou iguais a zero.

Esta situação é facilmente encontrada em solos tropicais, pois como o lençol freático muitas vezes não se encontra próximo da superfície, as camadas superficiais nunca estão totalmente saturadas, fazendo com que a água existente nos vazios acabe sendo submetida à essa pressão negativa.

Como esta condição influencia no comportamento hidráulico e mecânico dos solos, surgiu à necessidade de estudos que contemplassem essa situação, nascendo assim a Mecânica dos Solos Não Saturados.

De acordo com CHAGAS; et al. (2001), a Mecânica dos Solos Clássica admite a existência do solo com apenas uma fase fluida, ou seja o solo poderia estar com grau de saturação de cem por cento com os vazios tomados por água, ou completamente secos com grau de saturação igual a zero.

SILVA (2005) citando Barbour, 1998, destaca três razões principais para esta ênfase:

- a) as regiões nas quais foram desenvolvidos os conceitos iniciais da Mecânica dos Solos são regiões úmidas, cujo lençol freático apresenta-se próximo a superfície, mantendo os solos saturados;
- b) sistemas de solos constituídos de duas fases (solo e água) são mais fáceis de estudar que os sistemas multifásicos (solo – água – ar) dos solos não saturados;
- c) por se tratar de uma situação mais crítica, em muitos casos, a suposição de que os solos são saturados e estão sob influência de pressões neutras positivas é conservadora.

Entretanto, nos países de clima árido e semi-árido os solos permanecem não saturados a maior parte do tempo e em certas localidades nunca chega a saturar, mesmo nos períodos de maior precipitação, como é o caso de formações de algumas dunas do nordeste brasileiro. Assim a distinção entre os solos saturados e não-saturados torna-se importante devido as diferenças de comportamento entre eles, no que diz respeito às obras de engenharia (CHAGAS; et al., 2001).

3.2.3.1 Fases constituintes dos Solos Não Saturados

Segundo FREDLUND & RAHARDJO (1993), o solo não saturado pode ser considerado como um sistema composto por quatro fases: líquida, gasosa, sólida e, devido ao importante papel da interface ar-água no comportamento do sistema, admite-se a existência de uma membrana contrátil (contráctil skin) como sendo a quarta fase. Os autores justificam esta hipótese devido ao fato de que, quando a fase ar é contínua, a membrana contrátil interage com as partículas de solo e influencia no seu comportamento mecânico.

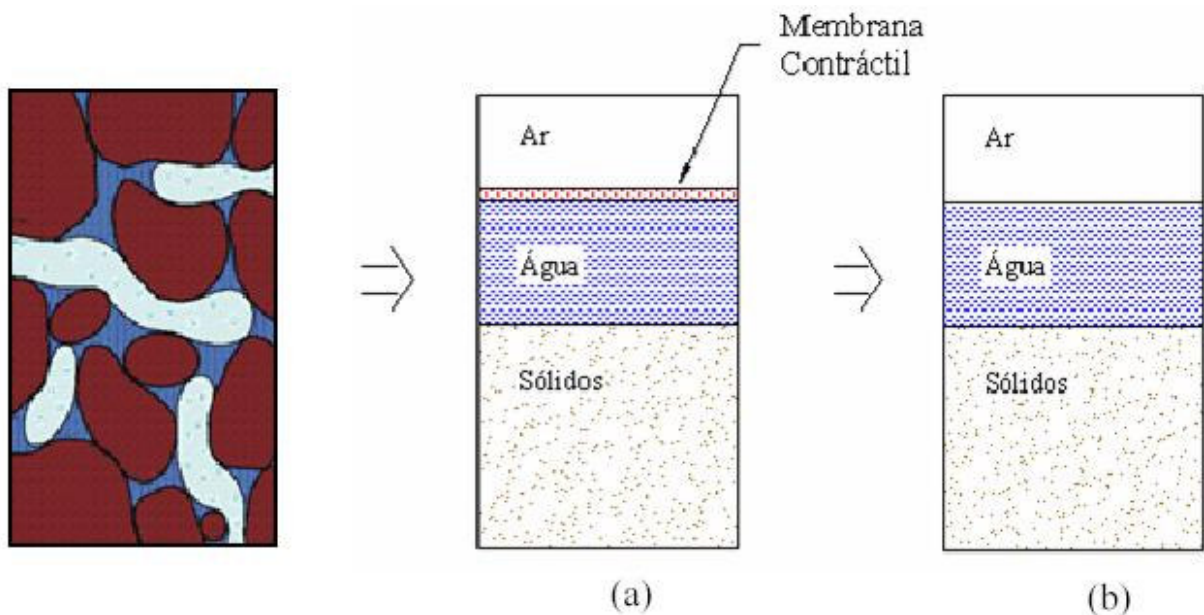


Figura 3.13 Fases constituintes do solo não saturado (SILVA 2005)

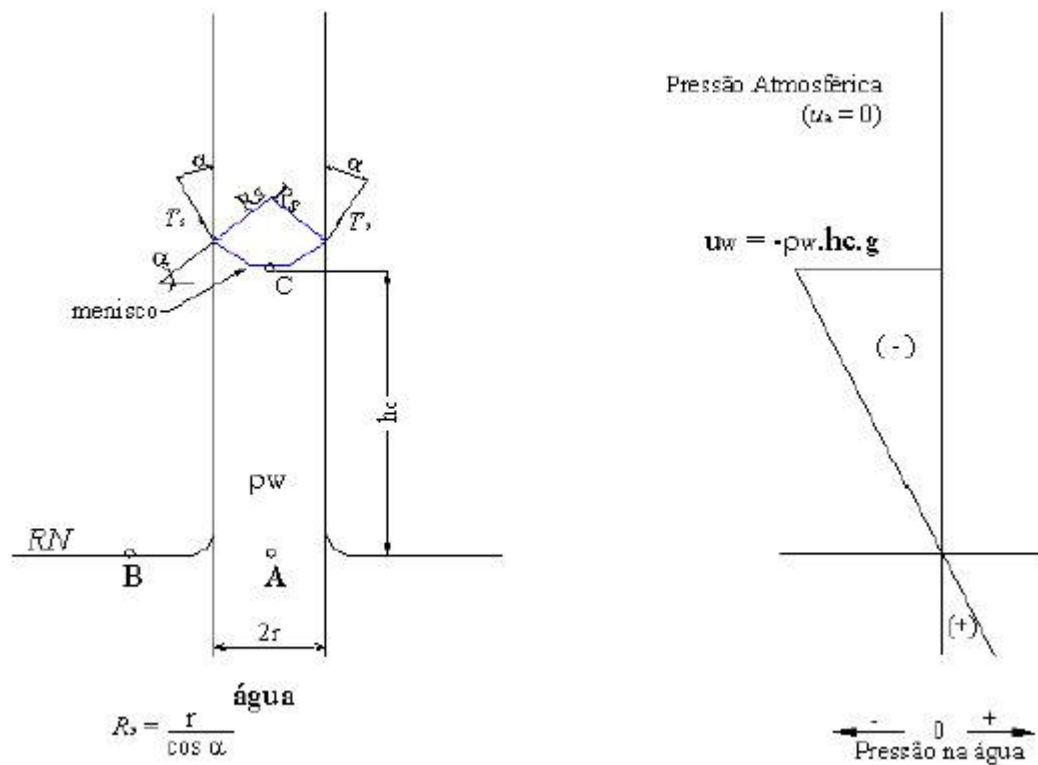
A determinação do estado energético da água no solo se dá pela definição do seu potencial que pode ser conceituado como a soma dos potenciais térmico, pneumático, matricial, osmótico e gravitacional. Entretanto segundo ALONSO et al. (1987), o potencial matricial, também conhecido como sucção matricial é de fundamental importância para o estudo do comportamento mecânico e hidráulico dos solos não saturados.

A sucção matricial é uma pressão que se desenvolve na água intersticial em decorrência de dois fenômenos nos vazios do solo: a capilaridade e a adsorção. Segundo MACHADO (2005) pode-se afirmar que as forças de capilaridade são mais efetivas nos casos em que os vazios do solo são relativamente grandes e as de adsorção quando eles são pequenos.

3.2.3.1.1 Capilaridade

FREDLUND & RAHARDJO (1993), fazem uma analogia da componente de sucção no solo com o fenômeno que se manifesta em tubos de pequeno diâmetro postos em água, assemelhando os poros existentes no solo ao raio do tubo.

Em decorrência da tensão superficial, a superfície se contrai e deixa de ser plana. Um diferencial de pressão surge entre as duas faces, produzindo-se o fenômeno de capilaridade, que provoca uma ascensão capilar de altura h_c , de forma a equilibrar as forças na direção vertical.



**Figura 3.14 Modelo físico do fenômeno da capilaridade
(Fredlund & Rahardjo, 1993 apud SILVA 2005)**

Sendo:

α = ângulo de contato água/tubo;

h_c = altura de ascensão capilar;

g = aceleração da gravidade;

T_s = Tensão superficial;

R_s = raio do menisco;

R = raio do tubo;

γ_w = massa específica da água

Aplicando o equilíbrio de forças para a água no tubo capilar, encontra-se uma equação que permite calcular altura de ascensão da água no tubo:

$$h_c = \frac{2T_s}{\rho_w \cdot g \cdot R_s} \quad (3.1)$$

Como o ângulo de contato entre um tubo de vidro limpo e a água é nulo, pode-se igualar o raio (R_s) como o raio do tubo (r), obtendo-se a equação 3.2:

$$h_c = \frac{2T_s}{\rho_w \cdot g \cdot r} \quad (3.2)$$

Assim, como os poros do solo se assemelham ao raio do tubo, quanto menores eles forem, maior será a altura de ascensão.

SILVA (2005) citando Reichardt, 1985, afirma que o solo pode ser considerado como um emaranhado de capilares de diferentes formas, diâmetro e arranjo. Quando a água se aloja nestes espaços, formam-se meniscos de todas as sortes onde cada material tem seu ângulo de contato. conforme a combinação líquido – sólido - gás e depende, principalmente, das forças de adsorção entre as moléculas.

3.2.3.1.2 Adsorção

Segundo SILVA (2005) a adsorção é outro tipo de fenômeno originado do diferencial de forças de atração e repulsão que ocorrem entre as moléculas de diferentes fases em suas superfícies de contato e que a adsorção da água é de natureza eletrostática e é um mecanismo que causa forte retenção de água pelas argilas sob altas sucções.

A autora, citando Hillel, 1971, afirma ainda que vários tipos de adsorção podem ocorrer, e cita como principais a química e a física, as quais nem sempre é possível distinguir.

3.2.3.2 O princípio das tensões efetivas de solos não saturados

Segundo CHAGAS et al. (2001) o estado das tensões de um solo não saturado, foi inicialmente proposto para obedecer ao princípio das tensões efetivas de Terzaghi,

neste caso o estado de tensão do solo é definido por uma única variável denominada tensão efetiva (σ'), que é o resultado da tensão total (σ) menos a pressão da água (u_w).

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (3.3)$$

Como essa equação descreve com sucesso o comportamento mecânico dos solos saturados, vários pesquisadores têm tentando encontrar uma equação, semelhante que possa ser aplicada ao caso dos solos não saturados. Segundo RODRIGUES (2003) Bishop & Blight, 1963, propuseram uma equação com parâmetros que incluem a sucção matricial na tensão efetiva:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (3.4)$$

onde:

σ' = tensão efetiva;

σ = tensão total;

u_a = pressão do ar;

u_w = pressão da água;

χ = parâmetro referente ao grau de saturação, que varia de 0 a 1, sendo 0 quando está seco e 1 quando o solo está saturado.

O termo da equação ($u_a - u_w$) representa a sucção matricial e o seu aumento contribui para o aumento da rigidez do solo contra alterações das tensões externas aplicadas, e para o aumento da tensão de pré – adensamento ou virtual (ALONSO et al., 1987).

3.2.3.3 Curva de retenção de água

Segundo SILVA (2005) as características de retenção de água no solo podem ser descritas através da relação entre a sucção e a quantidade de água armazenada no solo seja ela representada pela umidade ou pelo grau de saturação. Esta relação é chamada de Curva de Retenção de Água, representando, então, a capacidade que o solo tem de armazenar água. Ela tem sido utilizada como elemento chave para descrever o comportamento, prever e quantificar funções importantes dos solos não saturados como a condutividade hidráulica e a resistência ao cisalhamento. Desde que

manipulada adequadamente, a curva de retenção pode ser uma ferramenta importante as questões de engenharia.

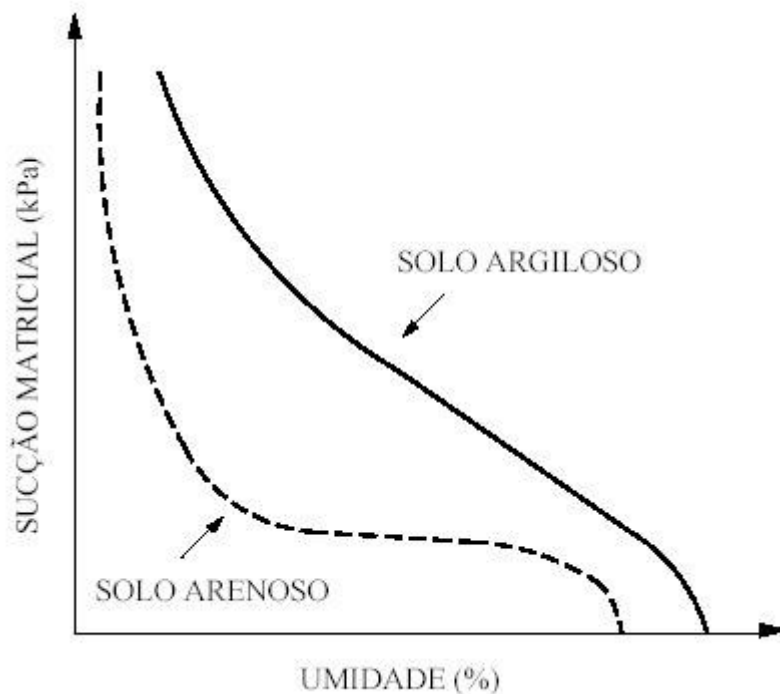


Figura 3.15 Curvas de retenção características de um solo arenoso e de um solo argiloso (Rohm, 1992 apud RODRIGUES, 2003)

A curva de retenção pode ser determinada em laboratório pelo método da secagem ou por umedecimento, entretanto como os procedimentos adotados para a obtenção dessa curva não fará parte do escopo deste trabalho, sugere-se a leitura do trabalho realizado por SILVA (2005), para maiores detalhes.

3.2.3.4 Influência da sucção na capacidade de carga do solo

FREDLUND & RAHARDJO (1993) utilizando a equação de Terzaghi para cálculo da capacidade de carga de fundações diretas, quantificaram o aumento da capacidade de carga de fundações por sapatas corridas, de 0,5m e 1m de largura assentes a 0,5m de profundidade, devido a influência da sucção matricial.

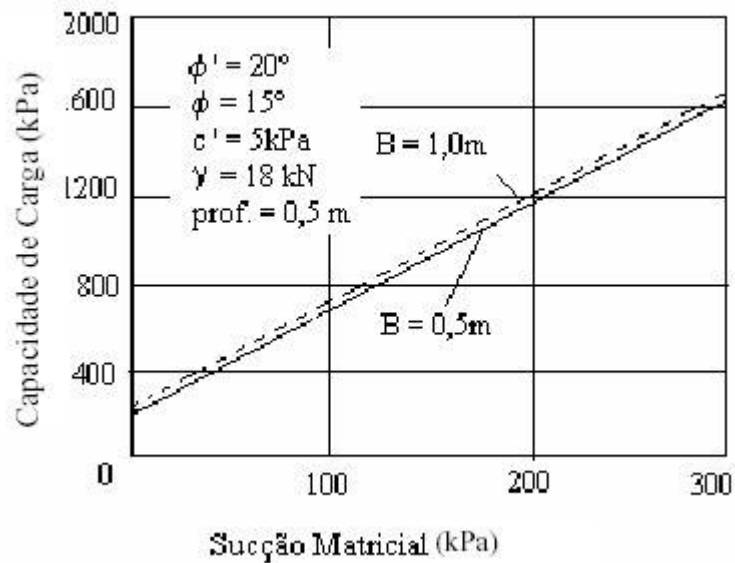


Figura 3.16 Variação da capacidade de carga em função da sucção matricial (Fredlund & Rahardjo, 1993 apud VIANNA 2005)

Com isso os autores afirmam que o solo não saturado apresenta duas parcelas de coesão: a coesão efetiva e a sucção matricial. Deste modo, um aumento da sucção, contribui para dar resistência ao solo contra mudanças nas pressões aplicadas pelos elementos de fundação, da mesma forma que a sua redução (em virtude de uma infiltração, por exemplo) apresentará o efeito contrário até o extremo do solo inundando aonde a sucção será nula e a capacidade de carga atingirá seu valor mínimo (colapso).

3.2.4 Influência do tipo de fluido de inundação no mecanismo de colapso

Normalmente os estudos de colapsibilidade concentram-se na análise da água como fluido de inundação, entretanto em “campo”, o solo poderá sofrer contaminação proveniente de vazamentos ou derramamentos por outros fluidos, tais como esgoto doméstico, esgoto industrial e combustível.

Denisov em 1951 (apud RODRIGUES & LOLLO, 2004) foi um dos primeiros pesquisadores a afirmar que o tipo de fluido de saturação, conforme sua característica química, também pode influenciar no potencial do colapso do solo, devido à interação dos componentes químicos da solução com o solo.

Conforme visto no item a respeito de arranjos granulares de solos colapsáveis, muitos deles possuem uma estrutura em que os grãos maiores se mantêm interligados por meio de “pontes” de partículas argilosas agregadas ou pela presença de agentes cimentantes como óxidos de ferro e alumínio ou carbonatos (como é o caso dos solos lateríticos), que podem se dispersar quando em contato com os componentes químicos de soluções como esgotos e combustíveis, por exemplo.

Ingles e Aitchison, apud RODRIGUES (2003), constataram que a dispersão da argila de um solo é comandada por um conjunto de propriedades que incluem: a taxa de adsorção de sódio, a porcentagem de sódio trocável, o pH, o tipo de solo e a concentração de sais dissolvidos na água.

RODRIGUES (2003) relata em seu trabalho uma série de estudos (Reginatto & Ferrero, 1973; Moll, 1975; Albiero et al., 1986; Camapum de Carvalho et al., 1987; Mariz & Casanova, 1994; Ferreira, 1994; Cruz et al., 1994; Collares, 1997; Agnelli, 1997) que empregaram diversas soluções químicas de inundação. Nos resultados relatados embora se possa concluir que o potencial de colapso é influenciado pela composição química do fluido, para os casos em que se empregaram os mesmos fluidos de inundação, em cada localidade estudada a sua magnitude variou, muito provavelmente por causa da variação da estrutura mineralógica do solo, sendo que também por esse mesmo motivo as propriedades químicas responsáveis pela dispersão também variavam.

RODRIGUES e LOLLO (2004) inundando corpos de prova, de dois perfis de solo da cidade de Ilha Solteira – SP, com fluidos compostos por esgoto doméstico, água sanitária, detergente, sabão em pó e óleo de soja, constataram que as soluções à base de água sanitária e de sabão em pó conduziram a deformações superiores às da água destilada, do óleo e da solução de detergente líquido, entretanto os autores não conseguiram atribuir a um parâmetro químico isolado a responsabilidade pelo colapso.

Assim, embora se possa afirmar que o colapso depende da composição química da solução de inundação, o seu potencial está condicionado a combinação das características físicas e químicas do fluido e do solo, não sendo possível apontar uma propriedade química como sendo a responsável pelo fenômeno.

3.3 Ocorrência no Brasil

Para VILAR et al. (1981), as regiões tropicais apresentam condições flagrantes para o desenvolvimento de solos potencialmente colapsáveis, quer pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, quer pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas.

Entretanto VILAR et al. (1981), alertam que embora esse fenômeno seja característico de regiões com clima árido e semi – árido, não são poucos os exemplos que ocorrem em regiões com outros tipos de clima.

FERREIRA et. al. (1989), apresentam um mapa (Figura 3.17) que mostra os locais de ocorrência de solos colapsáveis no Brasil.



Figura 3.17 Solos colapsáveis estudados no Brasil (FERREIRA et al., 1989)

3.4 Métodos empregados para a identificação de solos colapsíveis

3.4.1 Ensaios de compressão edométrica

O fenômeno da colapsibilidade pode ser estudado através de ensaios de compressão edométrica.

Conforme PINTO (2000), este tipo de ensaio representa adequadamente a situação do terreno abaixo de elementos de fundação superficial, sendo que a grande vantagem é o baixo custo se comparado a outras técnicas utilizadas para a previsão dos recalques.

Os ensaios de compressão edométrica podem ser duplos, simples ou com controle de sucção.

3.4.1.1 Ensaio de compressão edométrica simples

Os procedimentos para a realização desse ensaio seguem a proposta de JENNINGS & KNIGHT (1957), na qual para o corpo de prova no teor de umidade natural (campo) o ensaio deve ser realizado da maneira convencional até a tensão em estudo, a partir daí, depois de estabilizadas as deformações, o corpo de prova deverá ser saturado para que se possam observar as deformações adicionais decorrentes desta saturação.

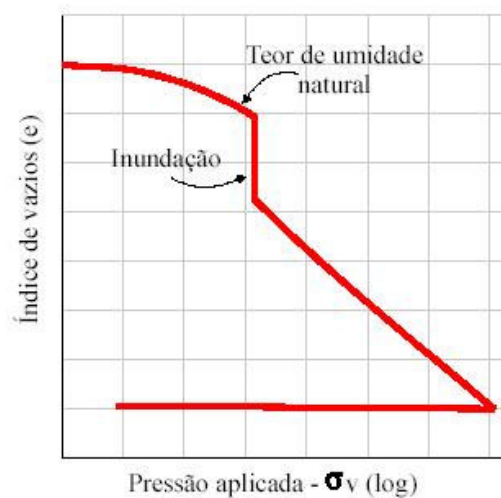
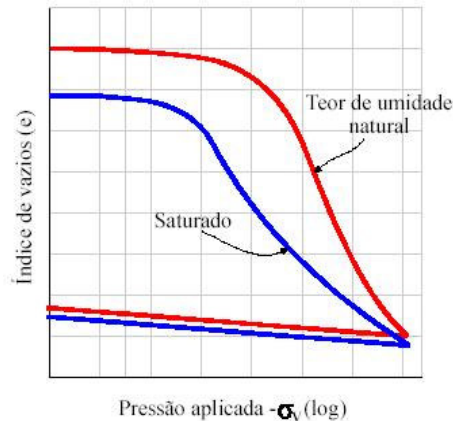


Figura 3.18 Evidência do colapso no ensaio de compressão edométrica simples (Jennings & Knight, 1957 apud GUTIERREZ, 2005)

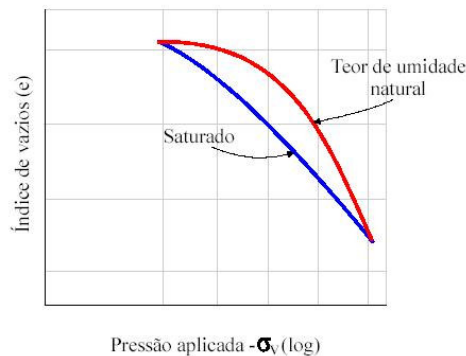
3.4.1.2 Ensaio de compressão edométrica duplo

JENNINGS & KNIGHT (1957) também propuseram como forma de se mensurar o colapso, a realização simultânea do ensaio de compressão edométrica com dois corpos de prova, um no estado natural e outro saturado, com a previsão dos recalques calculada conforme a teoria do adensamento.



**Figura 3.19 Resultado do ensaio de compressão edométrica duplo
(Jennings & Knight, 1957 apud GUTIERREZ, 2005)**

A seguir esses pesquisadores propõem que as curvas sejam ajustadas, por translação das mesmas, de forma a obter aproximadamente uma média das condições de campo, no início do ensaio. Com as curvas ajustadas é possível obter os recalques do corpo de prova ensaiado nas condições naturais de campo e os recalques adicionais devido à sua saturação.



**Figura 3.20 Evidência do colapso no ensaio de compressão edométrica duplo
(Jennings & Knight, 1957 apud GUTIERREZ, 2005)**

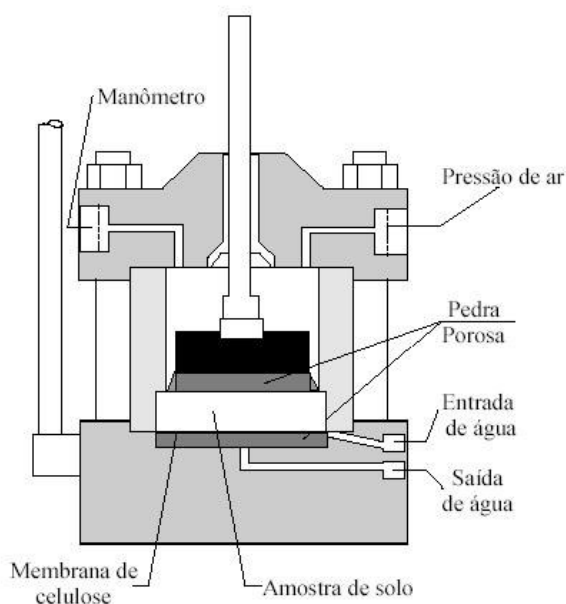
A diferença no potencial de colapso encontrado pode chegar a ser 20% maior que no ensaio edométrico simples conforme constatado por RESNIK (1989). Entretanto vale salientar que BASMA & TUNCER (1992) apresentaram o resultado desses ensaios em vários tipos de solo, sem observarem diferenças significativas entre os dois métodos.

3.4.1.3 Ensaio de Compressão edométrica com controle de sucção

Este ensaio surgiu devido a importância da sucção no comportamento dos solos colapsíveis.

O esquema de funcionamento do aparelho consiste na realização do ensaio de adensamento convencional com o controle simultâneo da tensão de sucção, para isto, é embutida no anel de adensamento, uma entrada de ar que possa ser controlada por manômetro. Deste modo é possível controlar a pressão de sucção a ser aplicada no corpo de prova, descontando-se da pressão aplicada à pressão da água que é mantida sempre positiva. Entretanto, para que isto seja possível é necessário que na base seja colocada uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar, que ao mesmo que permite a passagem da água impede a saída de ar.

Conforme GUTIERREZ (2005), o primeiro equipamento com controle de sucção foi proposto por Escario em 1967, que foi aprimorado pelo mesmo em parceria com Saez em 1973 conforme a figura 3.20. Neste trabalho a autora destaca outros pesquisadores com ênfase a MACHADO (1995) que apresentou um equipamento que possui como maior vantagem se adaptar perfeitamente a prensa de Bishop, normalmente utilizada nos ensaios de adensamento.



**Figura 3.21 Câmara para controle de sucção proposta por Escario e Saez, 1973
(GUTIERREZ, 2005)**

3.4.2 Ensaios de Campo

No Brasil foram publicados trabalhos relatando a utilização de ensaios de campo (provas de carga, sondagens de simples reconhecimento - SPT e SPT-T e expansocolapsômetro) com o objetivo de estudar o comportamento dos solos colapsíveis.

Para BENVENUTO (1982), a realização de ensaios “in situ” é a maneira mais adequada para se avaliar os recalques a que estarão sujeitas as obras projetadas, procurando-se reproduzir em verdadeira grandeza as futuras condições a que estará submetido o terrapleno. Entretanto alguns destes ensaios apresentam custos elevados e grandes períodos de tempo para sua conclusão.

3.4.2.1 Provas de Carga Estáticas

As provas de carga estáticas são tradicionalmente empregadas para avaliar o recalque de fundações rasas ou profundas em terrenos potencialmente colapsíveis.

Elas são executadas sobre placas ou estacas de maneira similar aos ensaios edométricos, com e sem inundação, obtendo-se os valores de recalques para as duas condições de saturação.

Há diversos tipos de montagem de provas de carga. Um sistema de reação adequado à direção, ao sentido e à intensidade das cargas de ensaio é necessário para permitir o apoio do macaco hidráulico ao aplicar o carregamento. O sistema de reação geralmente é constituído por uma viga ou uma estrutura metálica, que pode ser mantida na posição devido ao peso de um caixão ou uma plataforma carregada, fixada na extremidade de ancoragens solidarizadas ao terreno e fixada a estacas de tração executadas para este fim (figura 3.22). Há registros também de sistemas de reação utilizando tanques construídos com aterros, que funcionariam como sobrecarga para as fundações, simulando os estados de tensões que ocorreriam em obras semelhantes (canais de irrigação, por exemplo). Maiores detalhes sobre esse método podem ser encontrados no trabalho de WOLLE, BENVENUTO e CARVALHO (1981).

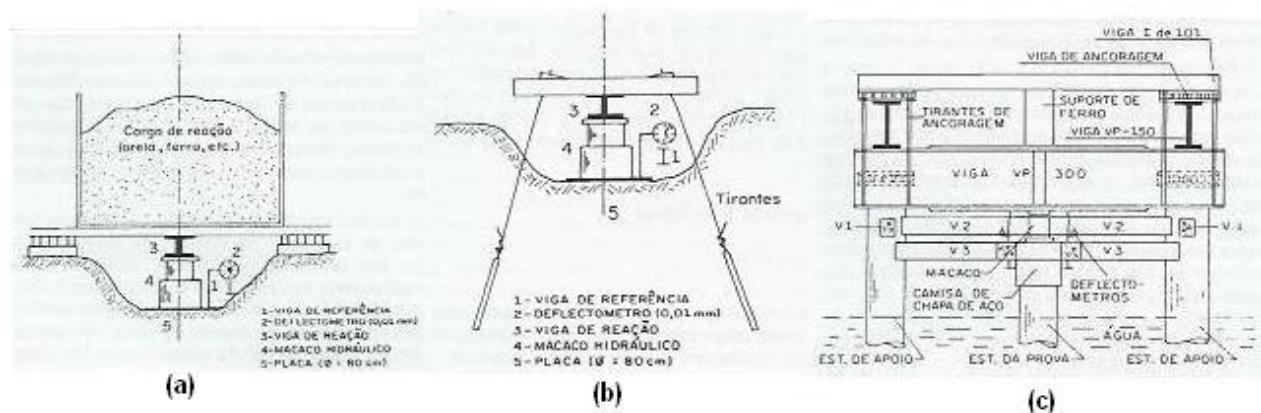


Figura 3.22 Sistemas de reação em prova de carga estática: (a) fixada por caixão; (b) fixada por tirantes; (c) fixada sobre estacas (HACHICH et al., 1998)

De acordo com CINTRA (1998) no início esses ensaios eram empregados somente para constatar se ocorreria colapso em decorrência da carga transmitida pela fundação. Assim uma primeira prova de carga era realizada com o único objetivo de se determinar a carga de ruptura (Q_u) na condição de umidade natural do solo, depois a fundação era recarregada até a carga admissível (Q_a) e, então mantida esta carga constante e com o

recalque estabilizado, procedia-se a inundação do solo através de uma cava e aguardava-se a ocorrência do colapso.

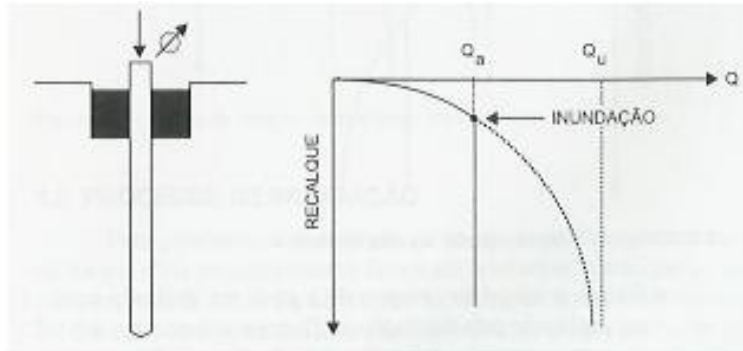


Figura 3.23 Constatação de colapso na carga admissível (CINTRA, 1998)

Entretanto esta prática logo se mostrou ineficiente para a identificação do comportamento colapsível do solo, pois se constatou que para a ocorrência do colapso do solo, além do grau de saturação aumentar até certo valor crítico, também era necessário que a carga aplicada pela fundação estivesse acima de um limite inferior, que poderia coincidir com a carga admissível. A partir daí, todas as provas de carga em que não havia a ocorrência do colapso passavam a ser submetidas a novos estágios de carregamento até que se atingisse o valor de colapso (Q_c), analogamente para os casos em que se constatava colapso com a carga de trabalho, o ensaio era realizado para os estágios inferiores a carga identificada.

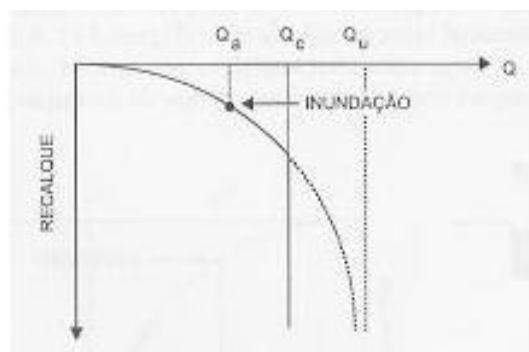


Figura 3.24 Carga de colapso superior a carga admissível

Recentemente, esse procedimento foi novamente alterado, agora antes do segundo ensaio, o ensaio é pré – inundado e a prova de carga é realizada até atingir a carga de colapso. Neste caso a curva carga x recalque não apresenta o degrau característico do

colapso, porém denota claramente a perda da capacidade de carga em virtude da inundação do local.

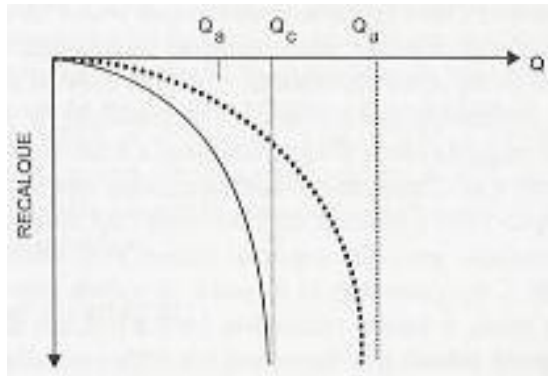


Figura 3.25 Carga de colapso determinada com pré – inundação do solo

CINTRA (1998) também apresenta em seu trabalho, várias considerações sobre sua experiência e a de outros pesquisadores na realização de provas de carga estáticas.

3.4.2.2 Ensaios Standard Penetration Test SPT e Standard Penetration Test com Medida de Torque (SPT-T)

Encontram-se descritos na literatura brasileira, estudos com o objetivo de correlacionar os resultados encontrados em ensaios SPT e SPT-T com o potencial de colapso do solo.

FERREIRA et al. (1998) após a realização de ensaios SPT em solos no estado de Pernambuco concluíram que os resultados encontrados em ensaios SPT não são precisos para se definir o potencial de colapsibilidade de um solo, já que solos colapsíveis apresentaram valores altos do SPT, provavelmente em virtude da baixa umidade ou da alta sucção.

CAMAPUM DE CARVALHO et al. (2001) realizaram ensaios SPT e SPT-T em solos no Distrito Federal e concluíram que o ensaio SPT-T é menos influenciado pela sucção, embora seja influenciado pela umidade do solo.

3.4.2.3 Expansocolapsômetro

O equipamento apresentando por FERREIRA (1993; 1994) e FERREIRA e LACERDA (1993;1995) tem como objetivo realizar em campo, os ensaios de compressão edométrica simples e duplos.

O ensaio divide-se em duas partes, uma, semelhante a um ensaio de prova de carga e outra de controle de vazão de inundação, com isto é possível obter a curva carga - deslocamento controlando a vazão de inundação.

Trabalhos realizados com este equipamento por FERREIRA, FUCAL e AMORIM (1998), apontaram uma redução de 20% no potencial de colapso se comparados aos resultados obtidos em ensaios de laboratório.

3.4.3 Índices físicos do solo

Diversos autores apresentam formulações matemáticas que utilizam os índices físicos do solo para a identificação da colapsibilidade do solo, conforme apresentado no item 3.5.1 deste trabalho.

Entretanto, BENVENUTO (1982) ressalta que a utilização destes parâmetros deve ser utilizada para a obtenção de critérios gerais, podendo levar a incoerências quando correlacionados com elementos de base quantitativa.

3.4.4 Estudos Microestruturais

Neste tópico é apresentado em linhas gerais, já que não faz parte do escopo deste trabalho, os ensaios de laboratório que podem ser empregados para a observação da estrutura do solo, nestes ensaios é possível observar a mudança no arranjo estrutural das partículas sólidas e as variações de dimensões vazios por ocorrência do colapso.

3.4.4.1 Microscopia

O recurso da microscopia é normalmente utilizado quando se deseja observar, com maiores detalhes, a distribuição das partículas sólidas e dos vazios existentes no solo.

A microscopia eletrônica de varredura e a microscopia óptica são os métodos empregados para se obter informações quantitativas e qualitativas a respeito dos elementos que compõem a sua estrutura.

Portanto, para o estudo da colapsibilidade, esta técnica permite a observação da evolução desses elementos, em função dos diferentes carregamentos e das condições de saturação, antes e após o colapso.

3.4.4.2 Análise Mineralógica

Esta técnica permite identificar os minerais presentes na estrutura do solo, com o objetivo de entender as interações que interferem no processo de colapso.

Para a análise mineralógica normalmente se utiliza a difração de raio – x, entretanto GUTIERREZ (2005), alerta para o fato de que os solos tropicais, como é o caso do solo brasileiro, por apresentar uma quantidade significativa de minerais ferruginosos, não apresenta uma resposta adequada ao ensaio, sendo necessário a utilização de ensaios complementares como a espectroscopia Mössbauer.

3.4.4.3 Porosimetria

É um método que visa a obtenção da curva de vazios existentes no solo através da injeção de mercúrio sob pressão dentro dos poros da amostra de solo seco.

Durante o ensaio, a pressão aplicada e o conseqüente volume de mercúrio introduzido são constantemente monitorados, deste modo, é possível calcular o diâmetro dos poros antes e após o colapso. O potencial de colapso fica atrelado a redução do volume dos poros

Uma outra forma também empregada, é utilizar essa técnica associada com a microscopia, conforme consta no trabalho de COLLARES (2002) que empregou esta metodologia na análise de 2 solos do interior do estado de São Paulo e concluiu que as deformações por colapso resultam de uma redução do volume dos macroporos.

3.5 Critérios para identificação de solos colapsíveis

Para a identificação de solos colapsíveis são utilizados diversos critérios baseados em ensaios de laboratório ou de campo, entretanto vale salientar que muitos destes critérios são válidos somente para as condições específicas do experimento.

3.5.1 Critérios baseados em Índices Físicos e Limites de Atterberg

A figura abaixo, apresenta as expressões para a identificação de solos colapsíveis baseados em índices físicos propostas por diversos pesquisadores:

AUTOR	EXPRESSÃO	CRITÉRIOS CONSIDERADOS PARA OS SOLOS
DENISOV (1951)	$K = \frac{e_L}{e_o}$	$0,5 < K < 0,75 \rightarrow$ muito colapsíveis $k = 1,0 \rightarrow$ margas não colapsíveis $1,5 < k < 2,0 \rightarrow$ não colapsíveis
PRIKLONSKIJ (1952)	$K = \frac{w_L - w_o}{w_L - w_p}$	$K < 0 \rightarrow$ altamente colapsíveis $K > 0,5 \rightarrow$ não colapsíveis $K > 1,0 \rightarrow$ expansivos
Código de Obras da URSS (1962)	$K = \frac{e_o - e_L}{1 + e_o}$	Válido para solos com $S_r \leq 60\%$ $K \geq -0,1 \rightarrow$ colapsíveis
GIBBS e BARA (1962)	$K = \frac{w_{sat}}{w_L}$	$K > 1 \rightarrow$ colapsíveis
FEDA (1966)	$K = \frac{\left(\frac{w_o}{S_{ro}} \right) - w_p}{w_L - w_p}$	Solos com $S_r < 1$ ($\cong 60\%$) $K > 0,85 \rightarrow$ colapsíveis
KASSIF e HENKIN (1967)	$K = \gamma_d \times w_o$	$K < 15 \rightarrow$ colapsíveis

**Figura 3.26 Critérios baseados em Índices Físicos e Limites de Atterberg
(GUTIERREZ, 2005)**

Nas expressões da figura 3.26, tem-se:

K = coeficiente de colapso;

e_L = índice de vazios necessário para conter a umidade correspondente ao limite de liquidez

e_0 = índice de vazio natural;

w_L = limite de liquidez

w_P = limite de plasticidade;

w_0 = teor de umidade natural;

w_{sat} = teor de umidade para a completa saturação do solo;

Sr_0 = grau de saturação natural;

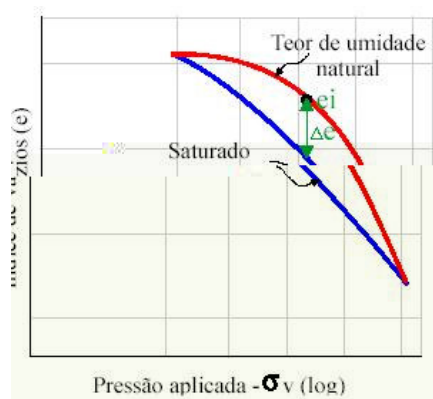
γ_d = peso específico seco do solo.

3.5.2 Critérios baseados em ensaios edométricos

Esses critérios são baseados em ensaios edométricos simples ou duplos em amostras indeformadas.

3.5.2.1 Critério de Jennings e Knight

Esse método se baseia na superposição das curvas de adensamento obtidas em ensaios de compressão edométrica duplos, sendo o potencial obtido na diferença das curvas de compressão, conforme a figura 3.14.



**Figura 3.27 Obtenção do colapso no ensaio edométrico duplo
(Jennings & Knight, 1957 apud GUTIERREZ, 2005)**

O potencial de colapso, será obtido através da equação:

$$CP = \frac{\Delta_e}{1 + e_i} \times 100(\%) \quad (3.5)$$

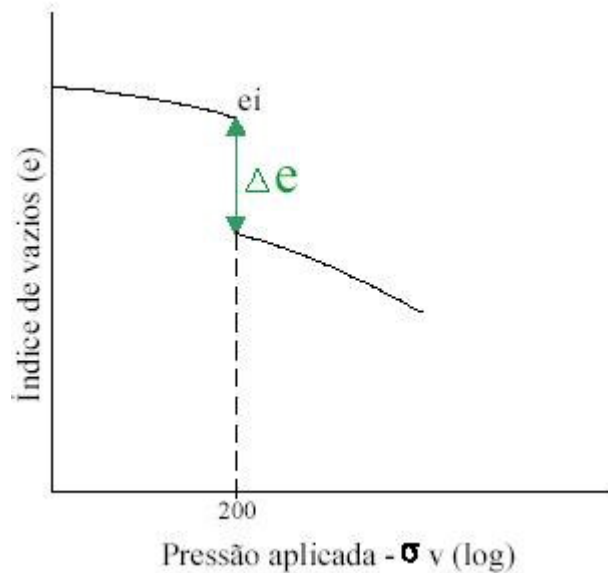
Na expressão 3.5, têm-se:

CP = Potencial de colapso;

Δ_e = Variação do índice de vazios para um mesmo nível de tensão;

e_i = Índice de vazios, antes da inundação, correspondente ao mesmo nível de tensão.

Knight apud GUTIERREZ (2005), recomenda o emprego do ensaio edométrico simples utilizando uma tensão de inundação de 200 KPa, conforme a figura 3.15.



**Figura 3.28 Obtenção do colapso no ensaio edométrico simples
(Knight, 1963 apud GUTIERREZ, 2005)**

O potencial de colapso, será obtido através da equação:

$$CP = \frac{\Delta_e}{1 + e_i} \times 100(\%) \quad (3.6)$$

Na expressão 3.6, têm-se:

CP = Potencial de colapso;

Δ_e = Variação do índice de vazios para um mesmo nível de tensão;

e_i = Índice de vazios, antes da inundação.

A tabela 3.1 apresenta a gravidade do colapso, conforme a proposta de JENNINGS e KNIGHT (1975):

Tabela 3.1 Classificação da colapsibilidade (JENNINGS e KNIGHT, 1975)

CP (%)	Gravidade do problema
0 -1	Nenhum
1 – 5	Moderado
5 – 10	Problemático
10 -20	Grave
> 20	Muito grave

Vargas, 1978 citado por RODRIGUES (2003), considera como colapsível os solos que resultarem um colapso estrutural superior a 2% ($i > 0,02$), independente da tensão de inundação.

$$I = \frac{\Delta_e}{1 + e_i} \quad (3.7)$$

Na expressão 3.7, têm-se:

I = Potencial de colapso;

Δ_e = Variação do índice de vazios para um mesmo nível de tensão;

e_i = Índice de vazios, antes da inundação.

3.5.2.2 Critério de Lutenegeger e Saber (1988)

LUTENEGGER e SABER (1988) elaboraram uma expressão para o cálculo do colapso, baseado numa tensão de inundação de 300KPa (ou outra tensão apropriada):

$$I = \frac{\Delta_e}{1 + e_i} \quad (3.8)$$

Na expressão 3.8, têm-se:

I = Potencial de colapso;

Δ_e = Variação do índice de vazios resultante da inundação;

e_i = Índice de vazios, antes da inundação.

Os mesmos autores sugerem que de acordo com o resultado encontrado em 3.3, a gravidade do colapso pode ser classificada conforme a tabela 3.2.

Tabela 3.2 Classificação da colapsibilidade (LUTENEGGER e SABER, 1988)

I	Gravidade do problema
2	Leve
6	Moderada
10	Elevada

3.5.2.3 Critério de Reginatto e Ferrero (1973)

O método proposto por estes autores é baseado em ensaios edométricos duplos:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (3.9)$$

Na expressão 3.9, têm-se:

C = Potencial de colapso;

σ_{v0} = tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo;

σ_{vpn} = tensão de fluência do solo na umidade natural;

σ_{vps} = tensão de fluência do solo inundado.

As tensões de fluência são determinadas da mesma forma que a tensão de pré-adensamento, pelos métodos e Casagrande ou Pacheco Silva.

A ocorrência do colapso pode ser verificada conforme a tabela 3.3:

**Tabela 3.3 Verificação da ocorrência do colapsibilidade
(REGINATTO e FERRERO, 1973)**

C	Ocorrência do colapso
$C < 0$	Colapsível
$0 < C < 1$	Condicionalmente colapsível Obs.: $\sigma_{v0} < \sigma_{vps}$ não ocorre com a inundação do solo; $\sigma_{vps} < \sigma_{v0} < \sigma_{vpn}$ ocorre quando o solo for inundado após o carregamento; $\sigma_{v0} > \sigma_{vpn}$ ocorre sem inundação.
$C = 1$	Não ocorre

3.5.2.4 Critério de Basma e Tuncer (1992)

Esses pesquisadores desenvolveram as expressões 3.5 e 3.6, baseados nos resultados encontrados em ensaios com oito diferentes tipos de solos colapsíveis.

$$CP = 48,496 + 0,102C_U - 0,457w_i - 3,533\gamma_d + 2,80\ln(p_w) \quad (3.10)$$

$$CP = 47,506 - 0,072(S - C) - 0,439w_i - 3,123\gamma_d + 2,851\ln(p_w) \quad (3.11)$$

Sendo:

CP = Potencial de colapso;

C_U = coeficiente de uniformidade do solo;

w_i = teor de umidade inicial (%);

γ_d = peso específico seco do solo (kN/m^3);

p_w = tensão de umidecimento (kN/m^2);

(S-C) = diferença entre areia e argila (%).

Os autores elaboraram estas equações para serem aplicadas em obras de pequeno porte, onde são realizados reduzidos números de ensaio, sendo que potencial de colapso (CP) deve ser avaliado conforme o critério de JENNINGS & KNIGHT, 1975.

Neste mesmo trabalho, os autores também apresentam um gráfico, figura 3.29, para estimar o grau de colapsibilidade de um solo.

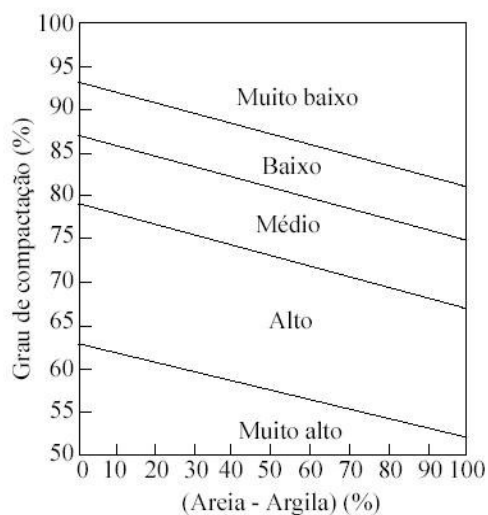


Figura 3.29 Grau de colapsibilidade (BASMA e TUNCER, 1992)

3.5.3 Critérios baseados em ensaios de campo

3.5.3.1 Critério de Reznik (1989)

Este critério baseia-se nos resultados encontrados em ensaio de cone (CPT) para a determinação do potencial de colapso, que segundo o autor pode ser obtido através da expressão 3.7.

$$K_w = \frac{P_q}{P_{qw}} \quad (3.12)$$

Sendo,

K_w = coeficiente de colapso;

p_q = resistência à penetração do cone no solo na umidade natural;

p_{qw} = resistência à penetração do cone no solo inundado.

**Tabela 3.4 Valores de K_w a partir do qual o solo pode ser considerado colapsível
(REZNIK, 1989)**

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

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

4.1 Localização geográfica

O Município de Bragança Paulista está localizado na região sudeste do Estado de São Paulo, próximo da fronteira com o sul do Estado de Minas Gerais (figura 4.1).

O município tem uma área de 514,8 quilômetros quadrados, estando sua sede localizada a 22°58'30" de Latitude Sul e 46°32'30" de Longitude W. de Greenwich; a latitude média do Município é de 850 metros; está situado na Região Bragantina entre as estâncias climáticas conhecidas como "Circuito das Águas", distando da Capital do Estado, em linha reta, 66 quilômetros e pela Rodovia Federal Fernão Dias 78 quilômetros; limita-se com os municípios de: Ao Norte – Pinhalzinho, Pedra Bela, Monte Alegre do Sul, Vargem e Extrema (MG); ao Sul – Atibaia e Jarinú; a Leste – Joanópolis e Piracaia; a Oeste – Tuiuti, Itatiba, Morungaba e Amparo.

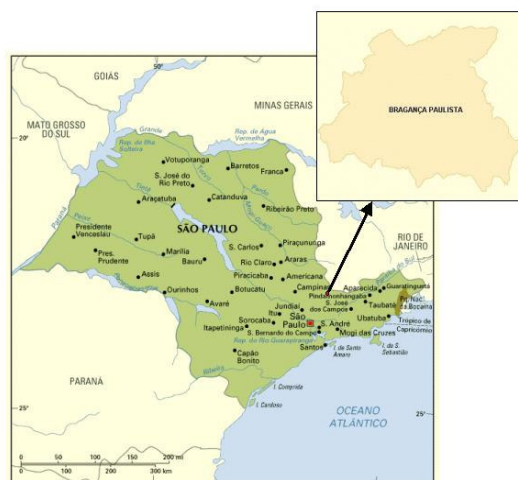


Figura 4.1 Localização geográfica da cidade de Bragança Paulista

4.2 Aspectos Fisiográficos e Geológicos

4.2.1. Clima

Segundo PONCANO et al. (1981) o clima da região é do tipo Cfa (Classificação de Koeppen), mesotérmico úmido sem estação seca, com verão quente, pluviosidade anual entre 1300 e 1700mm e temperatura média anual em torno de 20°C.

4.2.2 Geomorfologia

De acordo com PONCANO et al. (1981), a cidade de Bragança Paulista está situada dentro da província geomorfológica conhecida como Planalto Atlântico que se caracteriza como uma região de terras altas, constituída principalmente por rochas formadas no período pré-cambriano (5 bilhões – 500 milhões de anos) e cambro – ordoviciano (500 – 200 milhões de anos), cortadas por intrusivas básicas e alcalinas mesozóico – terciárias (60 – 1 milhão de anos), e pelas coberturas das bacias sedimentares de São Paulo e Taubaté.

Dentro do Planalto Atlântico a cidade está situada dentro da zona geomorfológica denominada Planalto de Jundiaí, que corresponde a uma extensão área de morros drenada pelas bacias dos rios Jundiaí e Atibaia. Se comparado às outras zonas geomorfológicas existentes no Planalto Atlântico é um planalto rebaixado, porém elevado uma centena de metros acima da Zona do Médio Tietê da Depressão Periférica.

Em relação ao nível do mar, os topos dos morros na região da cidade encontram-se um pouco acima dos 1100 metros e os assoalhos dos vales em geral acima dos 700-750 metros.

O relevo predominante na região é do tipo morro, onde predominam amplitudes locais de 100m a 300m, e com declividades de encostas acima de 15%.

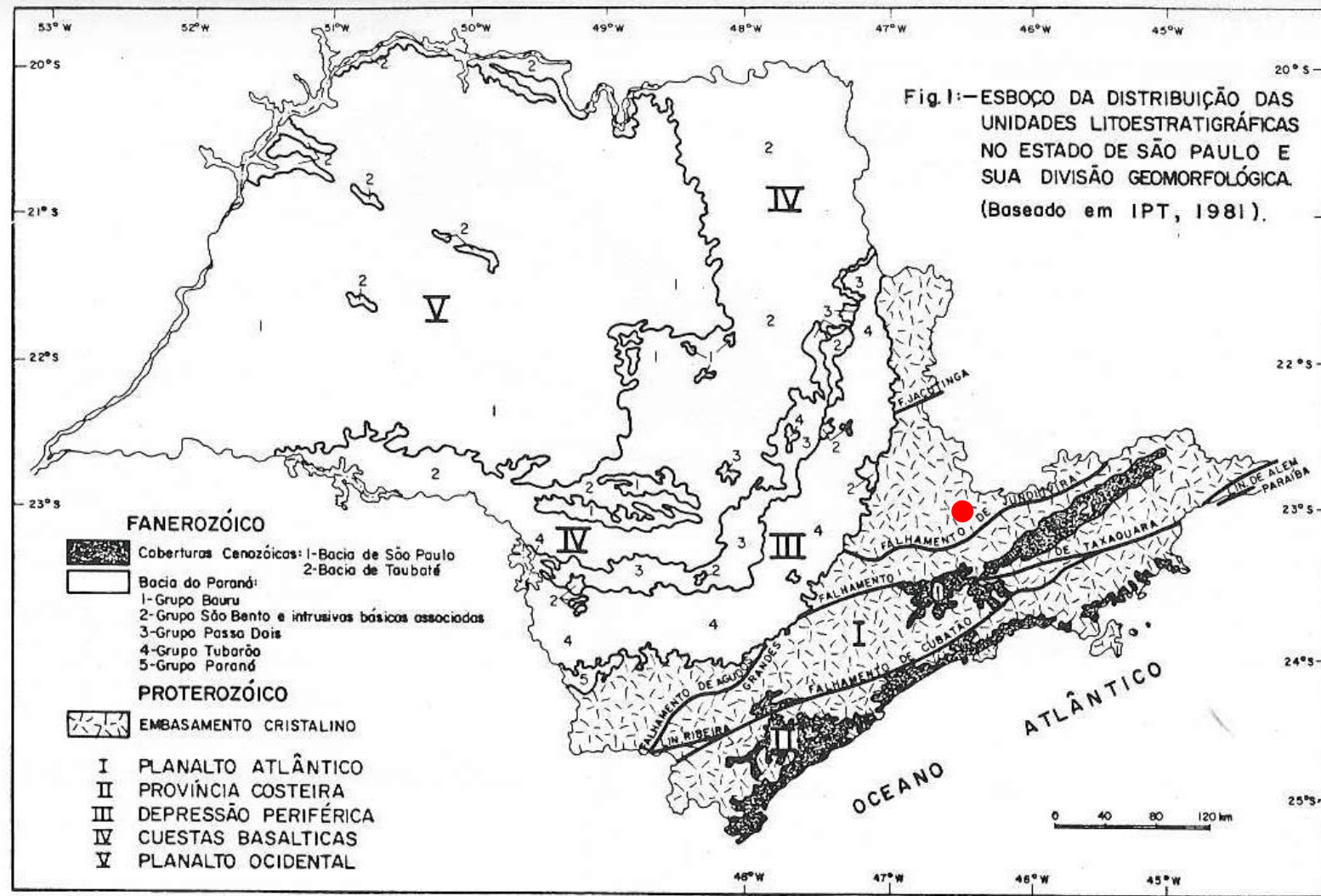


Figura 4.2 Geomorfologia do Estado de São Paulo (PONCANO et al., 1981)

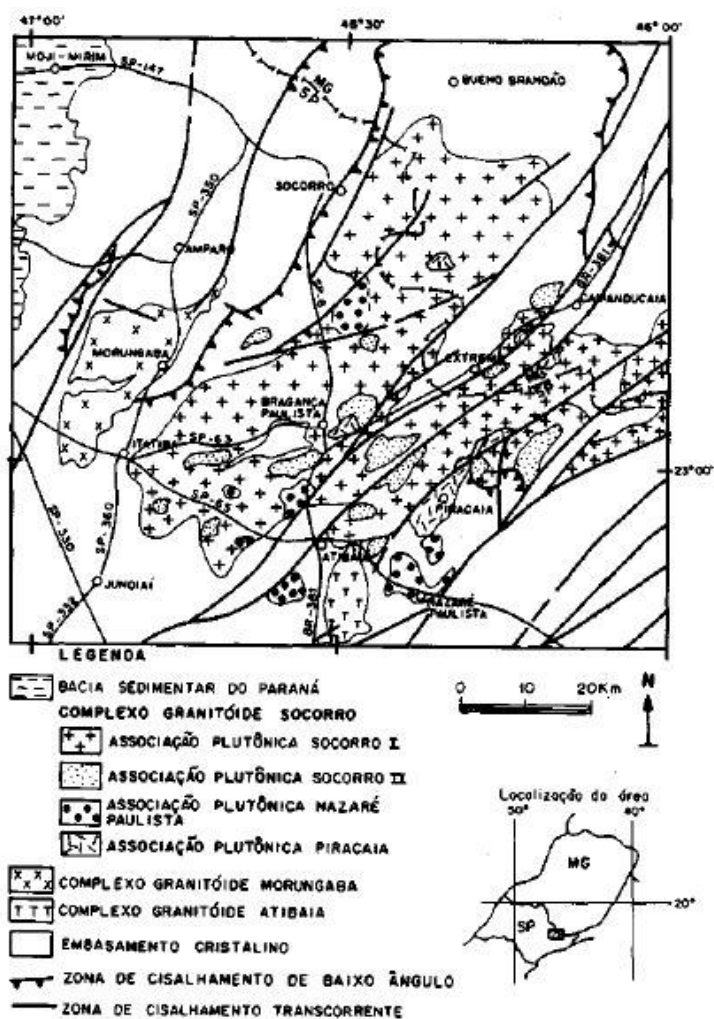
4.2.3 Geologia

A cidade de Bragança Paulista, em destaque na figura 4.2, está localizada na unidade geológica conhecida como Embasamento Cristalino, e segundo PONCANO et al. (1981) apresenta predominância de rochas do tipo migmatitos, gnaisses, granitos e granitóides. Subordinadamente ocorrem xistos, filitos, calcários, dolomitos metamórficos, rochas metabásicas, sedimentos do grupo “Taubaté” granulitos e quartzitos.

De acordo com ARTUR et. al (1993) as rochas da região pertencem ao Complexo Granitóide Socorro I, que corresponde a uma suíte granitóide mesozonal (também conhecida como suíte Bragança), constituída essencialmente por sienogranitos e monzogranitos porfiróides ao lado de subordinados granodioritos, quartzo monzonitos e quartzo monzodioritos contendo plagioclásio, microclínio, quartzo horblenda, biotita, além de opacos, titanita, zircão e apatita, configurando mineralogia tipicamente cálcio – alcalina.

As variações composicionais do magmatismo ocorrem tanto por uma variação da taxa de megacristais numa matriz de composição constante quanto pela variação na composição da matriz mantendo-se a taxa de megacristais aproximadamente constantes ou, ainda, pela associação silmutânea dos dois parâmetros considerados.

São comuns estruturas de fluxo, enclaves microgranulares máficos e bandamentos dados pelo enriquecimento e empobrecimento local de megacristais em leitos subparalelos com espessura e persistência lateral variada.



**Figura 4.3 Estrutura e Associações do Complexo Granitóide Socorro
(ARTUR et al., 1993)**

4.2.4 Pedologia

De acordo com OLIVEIRA (1999), os solos de Bragança Paulista se classificam em Latossolo Vermelho Amarelo + Cambissolo Háplico (LVA17) e Argilossolo Vermelho Amarelo + Cambissolo Háplico (PVA44).

O LVA17 ocupa a maior parte da área territorial do município, sendo inclusive a camada constituinte de toda a mancha urbana.

Os Latossolos são solos de relevo ondulado constituídos por material mineral, apresentado horizonte B latossólico, imediatamente abaixo de qualquer tipo de

horizonte A. Devido a sua textura (composição granulométrica) são solos bastante suscetíveis a erosão.

Os Argilossolos são solos de textura média/argilosa e argilosa, fase não rochosa e rochosa, constituídos por material mineral com argila de atividade baixa e horizonte B imediatamente abaixo de horizonte A ou E. A coloração vermelha está relacionada à presença de componentes originados de rochas básicas ou ricas em minerais ferromagnesianos.

Os Cambissolos são solos constituídos por material mineral, que apresentam horizonte A ou hístico com espessura < 40cm seguido de horizonte B incipiente. Os Cambissolos normalmente ocorrem em associações com os tipos acima mencionados, em regiões de relevo bastante acidentado e apresentam elevada erodibilidade e forte a muito forte limitação à trafegabilidade a qual ainda é penalizada pelos freqüentes afloramentos de rochas.

4.2.5 Características geotécnicas

PONCANO et al. (1981) afirma que o solo superficial da região é de natureza argilo - arenosa com espessura na ordem de 2,00m, sendo mais espesso nos topos das elevações de relevo suave, e corresponde mais apropriadamente aos solos superficiais das litologias das encostas e não tipicamente a um depósito coluvionar, consistindo em materiais em processo de rastejo, sendo a principal fonte de detritos para a formação de rampas de colúvio e corpos de tálus.

O solo de alteração apresenta grandes espessuras com composição granulométrica muito variada, sendo mais comum solos sito-arenosos. Conforme OLIVEIRA & BRITO (1998), os solos residuais dessa região também tende a ser de natureza arenosa, devido à presença de quartzitos.

De acordo com NAKAZAWA (1994), os solos do município apresentam alta suscetibilidade à erosão no horizonte C (solo de alteração), sendo que o processo erosivo mais comum é a que se manifesta por sulcos e ravinas, ocorrendo no domínio das rochas cristalinas do embasamento, a partir da retirada do solo superficial de baixa

erodibilidade, que por possuir uma pequena espessura, em operações de terraplanagem propicia a exposição do seu solo de alteração (também citado como solo saprolítico).

Os escorregamentos nesta área ocorrem nos corpos coluvionares e são planares e normalmente induzidos pela execução de taludes de corte e aterros mal dimensionados e desprotegidos, resultantes de movimentos de terra (terraplanagem) necessários para a implantação da maioria dos usos existentes, em razão das altas declividades das encostas. Outro fator que pode desencadear a ocorrência de escorregamentos é a infiltração descontrolada durante o período de chuvas ou em virtude de vazamentos nas redes de distribuição de água e de esgotos, de fossas e do acúmulo de lixo e entulho nas encostas. Deste modo recomenda-se que o uso do solo se concentre no controle destas atividades.

PONCANO et al. (1981) também afirma que os maciços de solo e rochas são nitidamente anisotrópicos quanto as suas características geotécnicas. Quanto a escavação os solos de alteração são classificados como de 1ª categoria, podendo, entretanto, serem classificados como de 2ª e 3ª devido a presença de matacões. A escavação em solos de alteração com matacões é dificultada devido à necessidade de se evitar descalçamentos de blocos. A estabilidade de cortes fica condicionada à presença de superfícies de descontinuidades preservadas da rocha matriz.

Quanto à fundação, a rocha ou o solo de alteração oferecem suporte satisfatório às cargas comumente impostas pelas obras civis. Entretanto a presença de matacões dificulta a determinação do topo rochoso e a implantação de estaqueamentos ou de infra - estruturas estanques.

O solo de alteração também pode ser aproveitado para revestimento de estradas, para reforço e eventualmente, para sub – bases de pavimentos. Não oferece problemas na utilização em obras de terra compactadas, salvo se tiver eventual abundância de micas. As rochas são também exploradas localmente como material de construção para obras de alvenaria e como agregados para concreto, concreto asfáltico, pavimentos, lastros de vias férreas e cantarias.

5 METODOLOGIA

Para o estudo da colapsibilidade do solo da cidade de Bragança Paulista – SP, foram empregados diversos métodos envolvendo ensaios de campo e de laboratório.

Os trabalhos de campo envolveram a realização de sondagens de simples reconhecimento (SPT – Standard Penetration Test) e a coleta de amostras indeformadas e deformadas.

As amostras coletadas em campo foram submetidas aos ensaios de laboratório para a caracterização geotécnica e a colapsibilidade avaliada através da realização de ensaios edométricos e de compressão triaxial.

5.1 Seleção da área

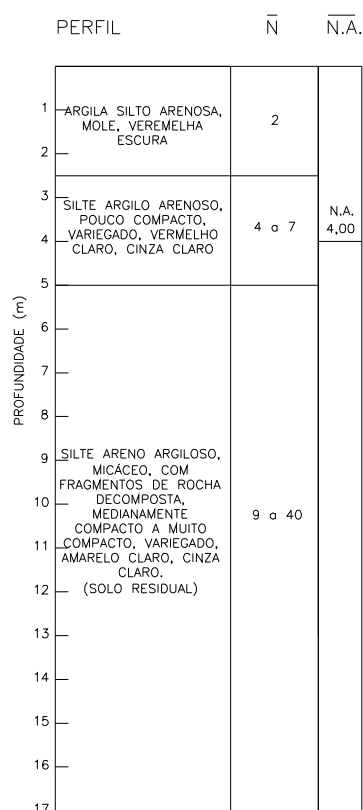
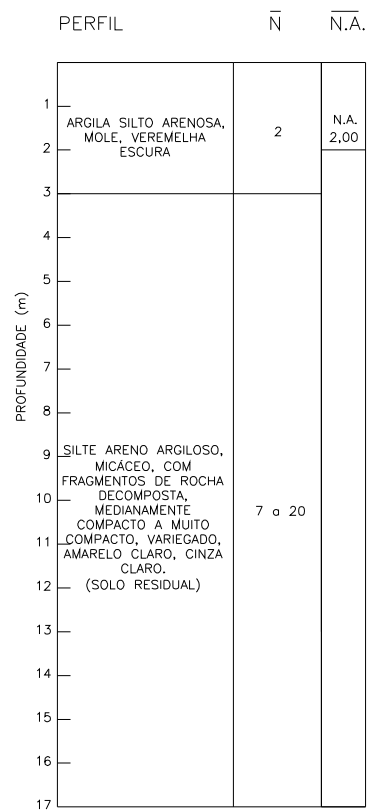
A definição do local com o perfil geotécnico característico da cidade, foi feita a partir da análise de laudos de sondagem de simples reconhecimento (SPT - Standard Penetration Test) realizados em diversos pontos da cidade (regiões norte, sul, leste e oeste). Esses ensaios foram acompanhados pelo autor deste trabalho, para a observância dos procedimentos da norma NBR 6484/96.

Para a definição de um perfil geotécnico típico, foram analisados 17 furos de sondagens com profundidade média de 17,00m cada um, distribuídos conforme a tabela 5.1. É importante frisar que os locais analisados encontram-se dentro do perímetro urbano do município.

Tabela 5.1 Distribuição dos furos de sondagem por região

Região	Local	Número de furos
Norte	Norte 01	03
	Norte 02	03
Sul	Sul 01	03
Oeste	Oeste 01	02
Leste	Leste 01	03
	Leste 02	03

Nas figuras 5.1 a 5.4 apresenta-se os perfis característicos de cada região, entretanto é importante ressaltar que para as regiões onde se identificou a presença de lençol freático, apresenta-se um valor médio, já que este parâmetro está condicionado a localização topográfica do terreno. Os valores de N_{SPT} também são valores médios do menor e do maior resultado obtido nos furos executados.

**Figura 5.1 Perfil da Região Norte****Figura 5.2 Perfil da Região Sul**

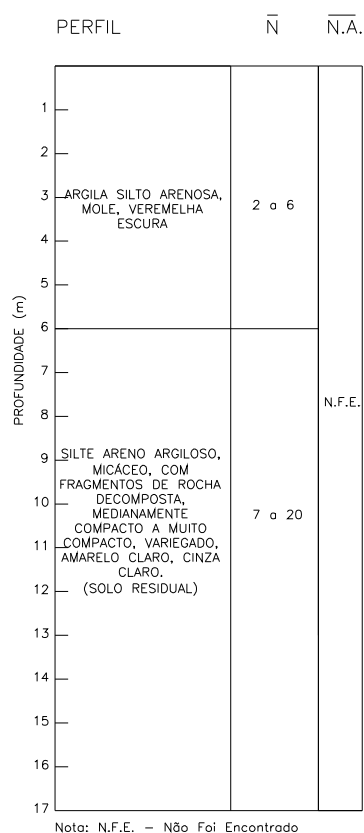


Figura 5.3 Perfil da Região Leste

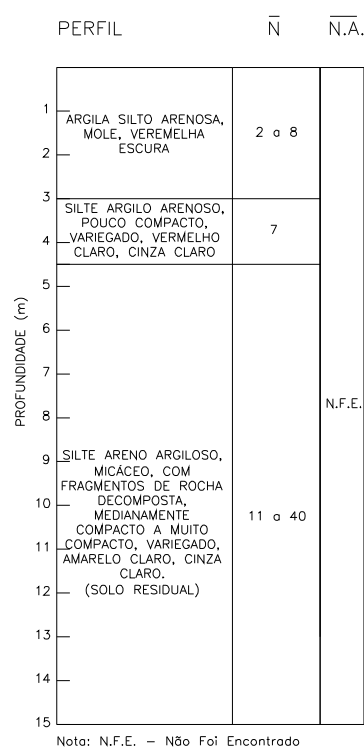


Figura 5.4 Perfil da Região Oeste

Analisando os perfis de cada região pode-se concluir que o perfil geotécnico típico da cidade de Bragança Paulista, obtido a partir de sondagens de simples reconhecimento - SPT, normalmente apresenta uma camada superficial de 2,5m a 6m de espessura de argila silto arenosa vermelha, seguida por uma camada de solo residual composta por silte areno argiloso micáceo e, em alguns casos recoberta por uma camada de silte argilo arenoso com espessura média de 2,5m.

Definido o perfil geotécnico típico, partiu-se para a escolha do local de estudo, que se baseou nos seguintes critérios:

- local não saturado;
- valores de N_{SPT} representativos dos furos analisados;
- composição de camadas do subsolo semelhantes a do perfil geotécnico típico definido;
- local de fácil acesso.

5.2 Amostragem

As amostras foram obtidas de acordo com os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 9604/86.

Deste modo foi realizada, no local escolhido (oeste 01), a abertura de um poço de inspeção para retirada de amostras deformadas e indeformadas.

As amostras foram retiradas nas profundidades de **1,00m, 2,00m, 4,00m e 7,00m**, dentro da hipótese de se identificar a colapsibilidade nas camadas em que tradicionalmente são apoiadas as fundações de construções de pequeno e médio porte.

As amostras indeformadas foram obtidas através da retirada de dois blocos de solo, com 30 cm de lado, em cada uma das profundidades (figura 5.6). Desta forma, foram retirados 14 blocos de solo para a realização de ensaios de compressão edométrica e de compressão triaxial.



Figura 5.6 Bloco preparado

As amostras deformadas foram retiradas nas mesmas profundidades das amostras indeformadas para a realização de ensaios de caracterização do material existente no local.

5.3 Ensaaios

5.3.1 Ensaaios de caracterização

Com as amostras obtidas foram realizados ensaios para caracterizar e classificar as camadas de solo existentes no local, de acordo com as seguintes propriedades:

- Limites de consistência;
- Distribuição granulométrica;
- Índices físicos.

A tabela 5.2 apresenta os ensaios realizados para a obtenção desses parâmetros.

Tabela 5.2 Relação dos ensaios para obtenção das propriedades índices do solo

Ensaio	Norma
Preparação de amostras para ensaios de compactação e caracterização	NBR 6457/86
Determinação do Limite de Liquidez	NBR 6459/84
Determinação do Limite de Plasticidade	NBR 7180/84
Determinação da Massa Específica dos grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm	NBR 6508/84
Análise Granulométrica	NBR 7181/84

5.3.2 Ensaaios de compressão edométrica

Nas amostras indeformadas foram realizados ensaios de compressão edométrica sobre corpos de prova, no teor de umidade natural, conforme o disposto na norma NBR 12007/90. Nesta etapa foram realizados quatro ensaios.

Em seguida foram talhados novos corpos de prova para se verificar a existência de colapsibilidade através do ensaio de compressão edométrico simples, conforme a proposta de JENNINGS e KNIGHT (1957).

Deste modo, cada corpo de prova no teor de umidade natural (campo) foi ensaiado da maneira convencional até a tensão em estudo, e a partir daí, depois de estabilizadas as

deformações, o corpo de prova foi saturado para que se pudessem observar as deformações adicionais decorrentes desta saturação.

As tensões foram estipuladas com base nos valores de tensão admissível que normalmente seriam adotados em projetos de edificações de pequeno e médio porte. A tabela 5.3 apresenta as tensões em cada profundidade e o critério utilizado.

Tabela 5.3 Tensões de inundação utilizadas

Profundidade (m)	Critério utilizado	Tensão de inundação (kPa)
1,00	Tensão transmitida ao solo por uma residência térrea, que foi sendo duplicada até atingir a pressão de pré – adensamento.	20
		40
		80
		130
2,00	$N_{SPT} / 5$	40
4,00	$N_{SPT} / 3$	270
7,00	$N_{SPT} / 3$	700

5.3.3 Ensaios de compressão triaxial

Nas amostras indeformadas também foram realizados ensaios de compressão triaxial rápido (série com três corpos de prova), no teor de umidade natural e saturado por percolação, totalizando 24 ensaios.

Os ensaios foram executados conforme os critérios de Bishop e Henkel (apud HEAD, 1986).

Deste modo os corpos de prova foram submetidos à pressão confinante e, a seguir, ao carregamento axial, sem se permitir a drenagem, e, portanto o ensaio foi interpretado em termos de tensões totais.

As pressões de confinamento (σ_3) utilizadas em todos os ensaios foram 50kPa, 100kPa e 200kPa.

6 RESULTADOS

6.1 Perfil do local a partir de sondagens SPT

As figuras 6.1 e 6.2 apresentam os valores do N_{SPT} e a descrição das camadas do subsolo, obtidos nos furos de sondagem SP01 e SP 02, respectivamente.

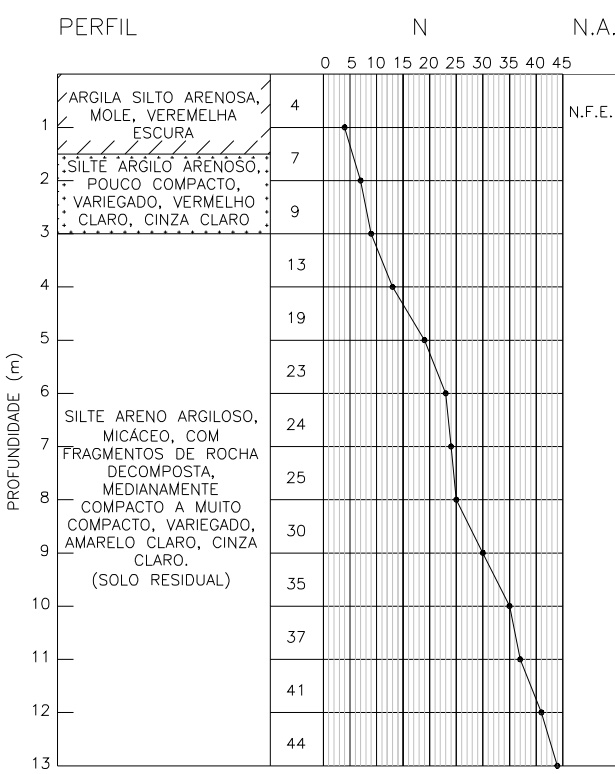


Figura 6.1 Perfil geotécnico do furo
SP 01

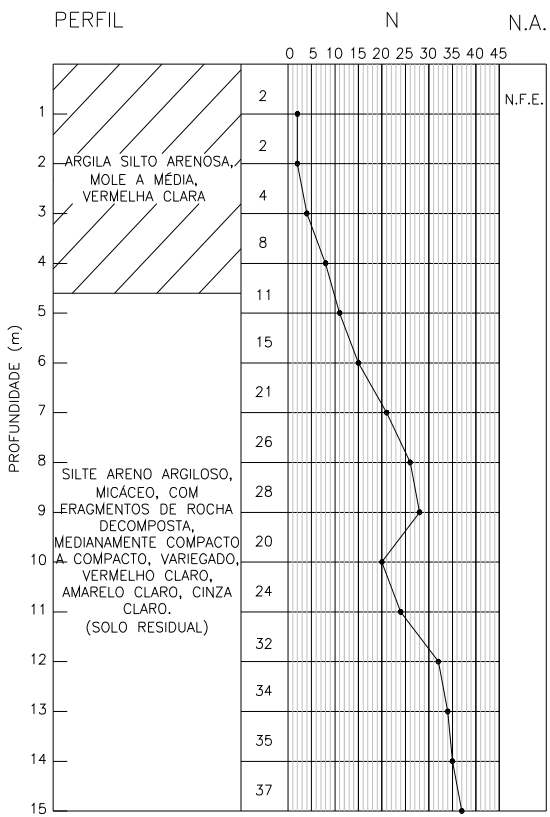


Figura 6.2 Perfil geotécnico do furo
SP 02

6.2 Ensaios de caracterização

6.2.1 Análise Granulométrica

A figura 6.3 apresenta os resultados encontrados nas análises granulométricas conjuntas nas profundidades de 1,00m, 2,00m, 4,00m e 7,00m e a sua variabilidade ao longo do perfil estudado.

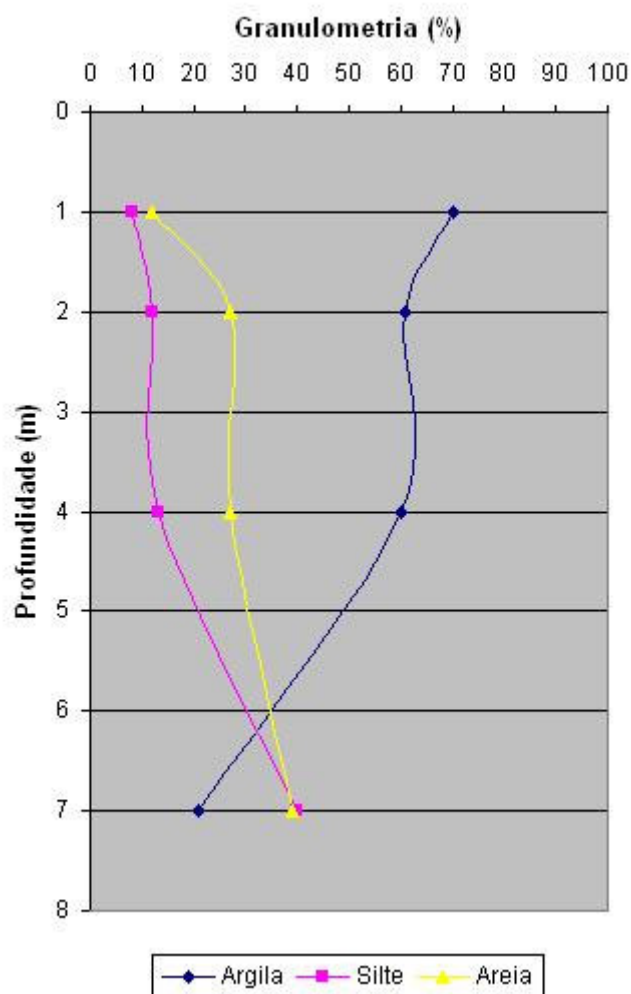


Figura 6.3 Resultado da análise granulométrica conjunta ao longo do perfil de solo estudado

6.2.2 Limites de Consistência

A tabela 6.1 apresenta os resultados médios encontrados nos ensaios de Limites de Consistência nas profundidades coletadas e a figura 6.4, a sua variabilidade ao longo da profundidade.

Tabela 6.1 Resultados dos ensaios de limites de consistência

Profundidade	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1,00m	71,2	40,2	30,0
2,00m	65,8	38,0	27,8
4,00m	75,2	40,8	34,4
7,00m	66,4	33,0	33,4

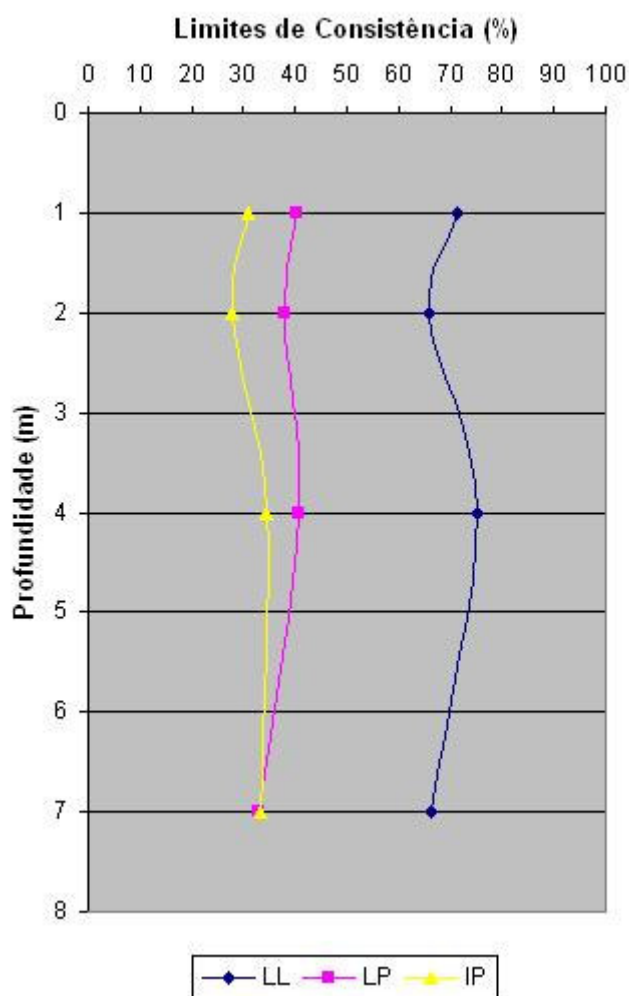


Figura 6.4 Variabilidade dos Limites de Consistência ao longo do perfil estudado

6.2.3 Índice de Atividade de Argila

Com os resultados dos ensaios granulométricos e dos limites de consistência foi possível calcular o índice de atividade de argila, conforme a expressão abaixo:

$$A = \frac{IP}{\phi < 0,002mm} \quad (6.1)$$

Sendo:

A= atividade da argila;

IP = índice de plasticidade (%)

d < 0,002mm = fração de argila do ensaio granulométrico (%)

Conforme o coeficiente obtido, classifica-se a argila como:

A < 0,75 : inativa;

0,75 ≤ A ≤ 1,25 : normal;

A > 1,25 : ativa.

A tabela 6.2 apresenta os resultados encontrados em cada profundidade:

Tabela 6.2 Índice de Atividade das Argilas

Profundidade	A	Classificação
1,00m	0,44	Inativa
2,00m	0,46	Inativa
4,00m	0,57	Inativa
7,00m	1,59	Ativa

6.2.4 Classificação do Solo

6.2.4.1 Classificação Unificada dos solos

Com os dados obtidos nos ensaios de limites de consistência, foi possível identificar as camadas de solo de acordo com a classificação unificada proposta por Casagrande em 1942, apud PINTO (2000).

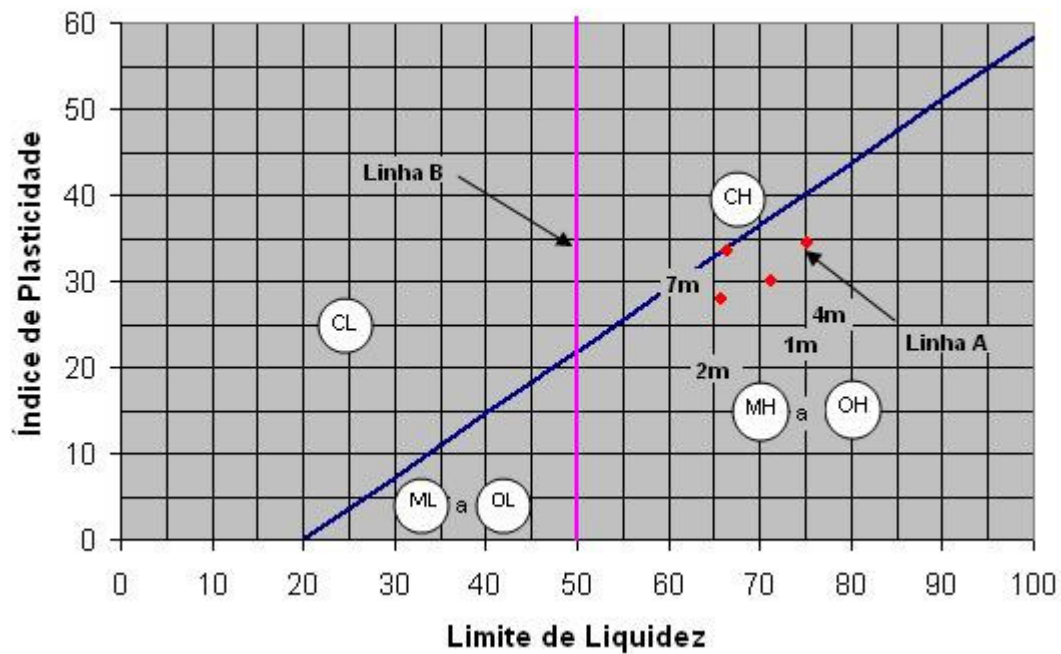


Figura 6.5 Classificação das camadas do perfil estudado pela Carta de Plasticidade

A tabela abaixo apresenta a síntese dos resultados encontrados:

Tabela 6.3 Resultados obtidos pela carta de plasticidade

Profundidade	Grupos	Nome Típico
1,00m	MH	Silte inorgânico
2,00m	MH	Silte inorgânico
4,00m	MH	Silte inorgânico
7,00m	MH	Silte inorgânico

6.2.4.2 Classificação para solos tropicais proposta por Vargas

Com os dados obtidos nos ensaios de caracterização, foi possível classificar as camadas de solo conforme a classificação proposta por Vargas para solos tropicais:

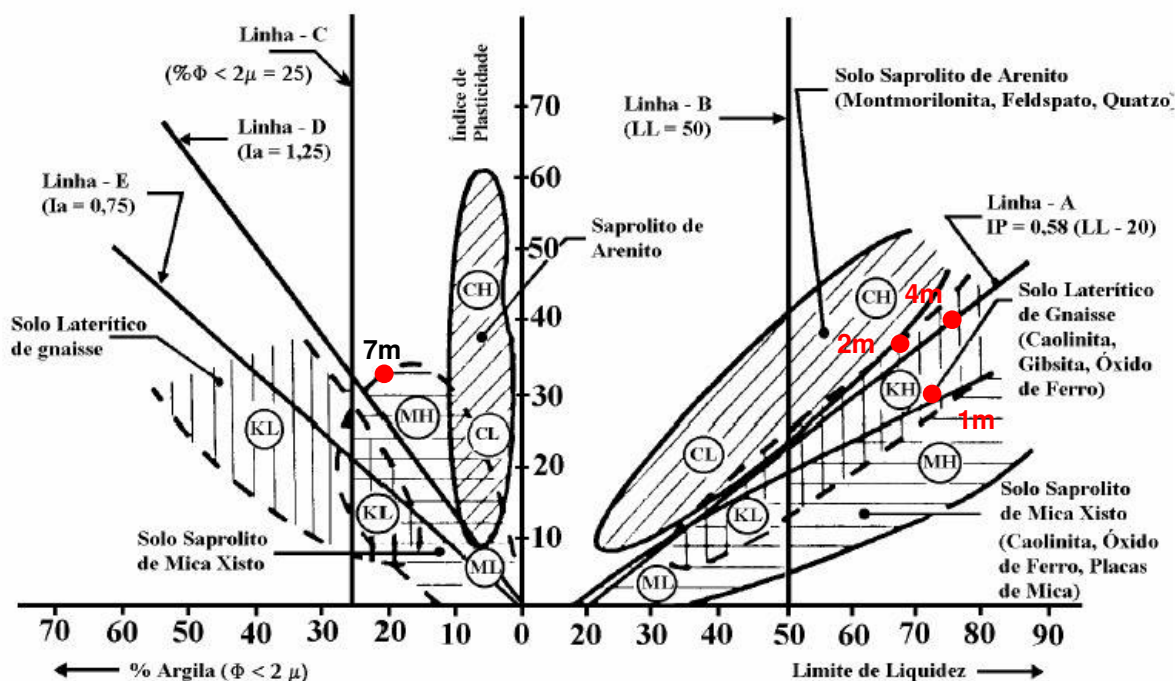


Figura 6.6 Classificação das camadas do perfil estudado pela Carta para solos tropicais proposta por Vargas

A tabela abaixo apresenta a síntese dos resultados encontrados:

Tabela 6.4 Resultados obtidos pela carta para solos tropicais

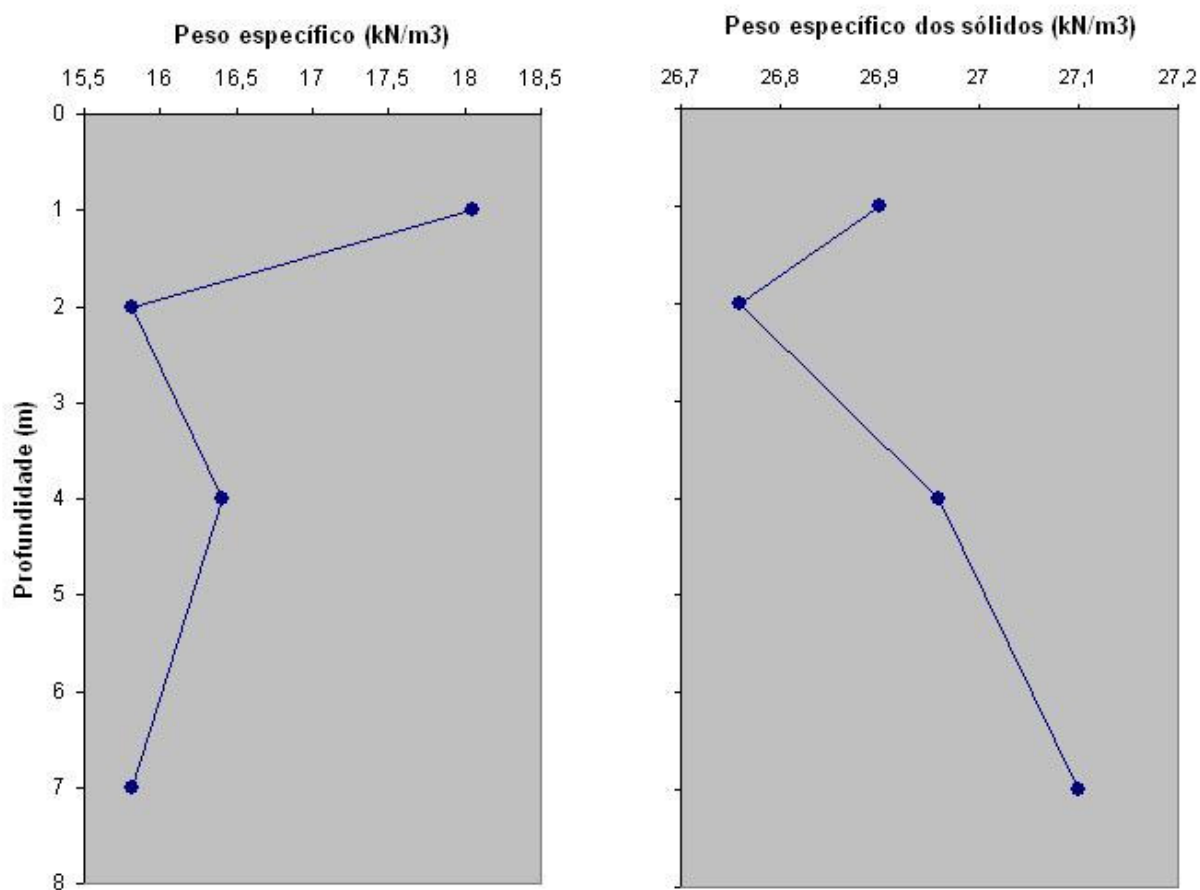
Profundidade	Grupos	Nome Típico
1,00m	KH	Argila de alta plasticidade tipo caulínica
2,00m	KH	Argila de alta plasticidade tipo caulínica
4,00m	KH	Argila de alta plasticidade tipo caulínica
7,00m	MH	Solo siltoso

6.2.5 Caracterização Física

A tabela 6.5 fornece os valores dos índices físicos médios e as figuras 6.7 a 6.9, mostram essas variabilidades ao longo do perfil de solo em estudo.

Tabela 6.5 Índices físicos médios do perfil de solo estudado

Prof. (m)	γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	Sr (%)	e	n (%)	w (%)
1,00	18,05	26,90	70	0,80	44,44	20,6
2,00	15,81	26,76	67	1,21	54,75	30,3
4,00	16,41	26,96	65	1,06	51,46	25,5
7,00	15,82	27,10	31	0,88	46,81	9,9

Figura 6.7 Variabilidade das características físicas, γ , e γ_s , ao longo do perfil estudado

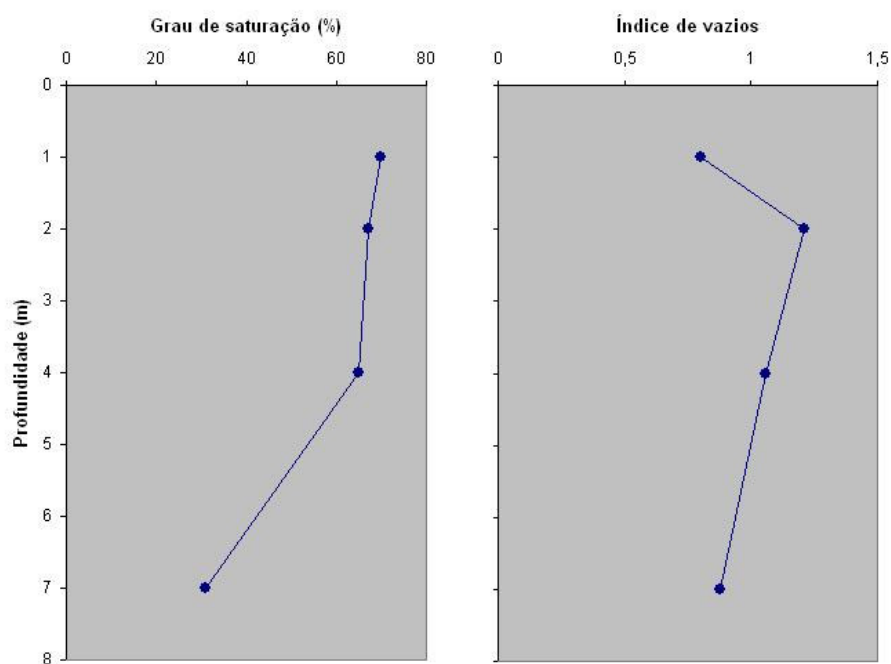


Figura 6.8 Variabilidade das características físicas, S_r e “e”, ao longo do perfil estudado

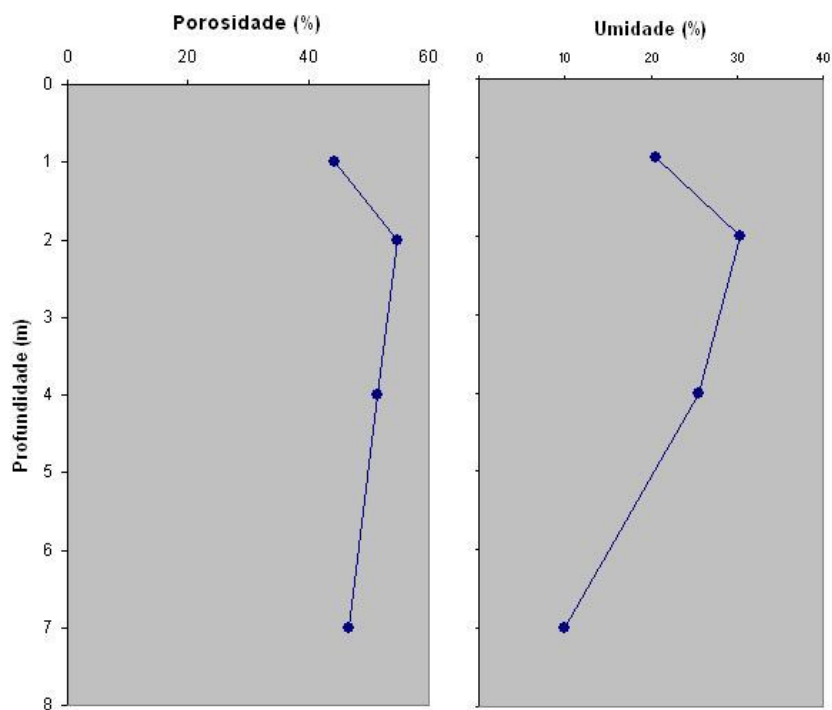


Figura 6.9 Variabilidade das características físicas, “n” e “w”, ao longo do perfil estudado

6.2.6 Determinação do potencial de colapso através de ensaios de caracterização

A tabela 6.6 apresenta os resultados obtidos com métodos que utilizam ensaios de caracterização para a sua determinação. As expressões utilizadas para os cálculos e para a classificação estão descritas na figura 3.26.

É importante frisar que estes métodos muitas vezes não apresentam valores compatíveis, pois muitas vezes estão sujeitos as condições do ensaio que originou o trabalho científico. Portanto, o objetivo neste caso é verificar a aplicabilidade destes métodos ao perfil de solo em estudo, uma vez que o critério para a definição da colapsibilidade será baseado nos resultados encontrados nos ensaios edométricos.

Tabela 6.6 Potenciais de colapso do perfil de solo estudado obtidos através de métodos baseados em ensaios de caracterização

Profundidade (m)	Critério					
	Denisov (1951)	Prikonskij (1952)	Cód. Obras URSS (1962)	Gibbs e Bara (1962)	Feda (1966)	Kassif e Henkim (1967)
1,00	2,40 Não colapsível	1,60 Expansivo	-0,62 Não colapsível	0,42 Não colapsível	1,28 Colapsível	3,1 Colapsível
2,00	1,45 Não colapsível	1,30 Expansivo	-0,25 Não colapsível	0,69 Não colapsível	1,35 Colapsível	3,7 Colapsível
4,00	1,91 Não colapsível	1,45 Expansivo	-0,47 Não colapsível	0,52 Não colapsível	1,17 Colapsível	3,4 Colapsível
7,00	2,20 Não colapsível	1,69 Expansivo	-0,49 Não colapsível	0,49 Não colapsível	Não Aplicável	1,4 Colapsível

6.3 Ensaaios edométricos

Para o perfil estudado foram realizadas duas séries de ensaios edométricos, num total de 11 ensaios.

A primeira série foi realizada com os corpos de prova no teor de umidade natural com o objetivo de se obter a curva de compressão para a determinação da tensão de pré-adensamento e do índice de compressão.

A segunda série foi realizada com os corpos de prova sendo inundados para se obter o potencial de colapso nas tensões determinadas no item 5.3.2 deste trabalho.

6.3.1 Curva de compressão

A tabela 6.7 apresenta os resultados encontrados nos ensaios com os corpos de prova no teor de umidade natural.

A tensão de pré-adensamento foi obtida através do método Pacheco Silva e a tensão vertical geostática foi calculada conforme os pesos específicos naturais apresentados na tabela 6.3.

A figura 6.10 apresenta a variabilidade dessas propriedades ao longo do perfil estudado.

Tabela 6.7 Resultados dos ensaios edométricos no teor de umidade natural

Profundidade (m)	Tensão vertical geostática (kPa)	Tensão de pré- adensamento (kPa)	Índice de Compressão (Cc)	RSA	Evolução do solo
1,00	18,05	130	0,08	7,2	Sobre adensado
2,00	33,86	180	0,41	5,3	Sobre Adensado
4,00	66,68	340	0,23	5,1	Sobre Adensado
7,00	114,14	430	0,25	3,8	Sobre Adensado

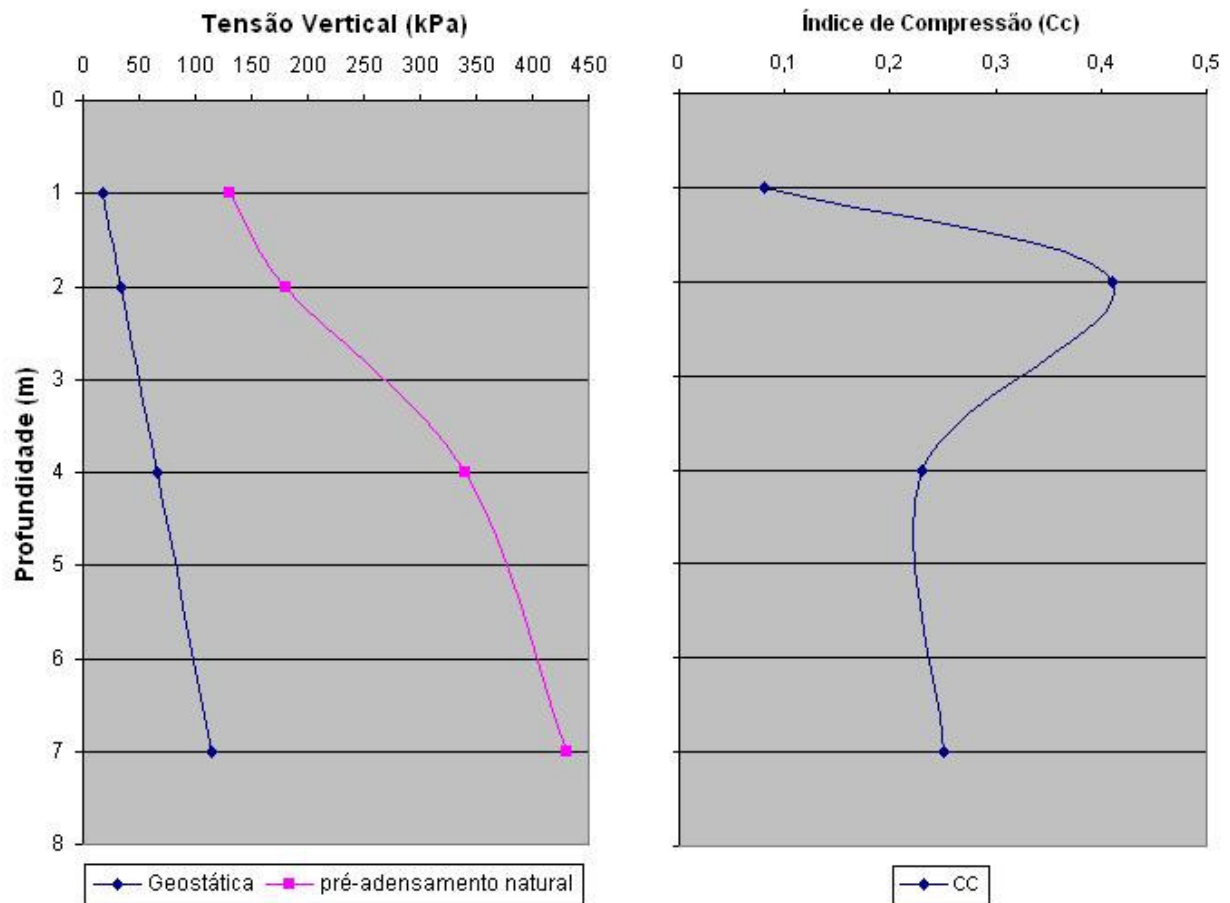


Figura 6.10 Tensões geostáticas e de pré-adensamento e índices de compressão do perfil de solo estudado

6.3.2 Ensaio edométrico com inundação

O potencial de colapso foi determinado através da realização do ensaio edométrico simples

A tabela 6.8 apresenta os resultados encontrados nos ensaios com os corpos de prova saturados nas tensões de estudo.

As figuras 6.11 a 6.17, apresentam as curvas de compressão obtidas nas determinações dos potenciais de colapso de cada profundidade.

Tabela 6.8 Resultados encontrados no ensaio edométrico simples

Profundidade (m)	Condições dos cp's			σ inundação (kPa)	e (antes da inundação)	e (depois da inundação)
	e_0	W (%)	Sr (%)			
1,00	0,939	21,2	61	20	0,917	0,926
	1,044	23,9	62	40	1,021	1,021
	0,929	23,6	68	80	0,898	0,898
	0,791	19,0	65	130	0,752	0,752
2,00	1,438	26,3	49	40	1,403	1,394
4,00	1,380	29,2	57	270	1,282	1,110
7,00	0,788	10,4	36	700	0,700	0,655

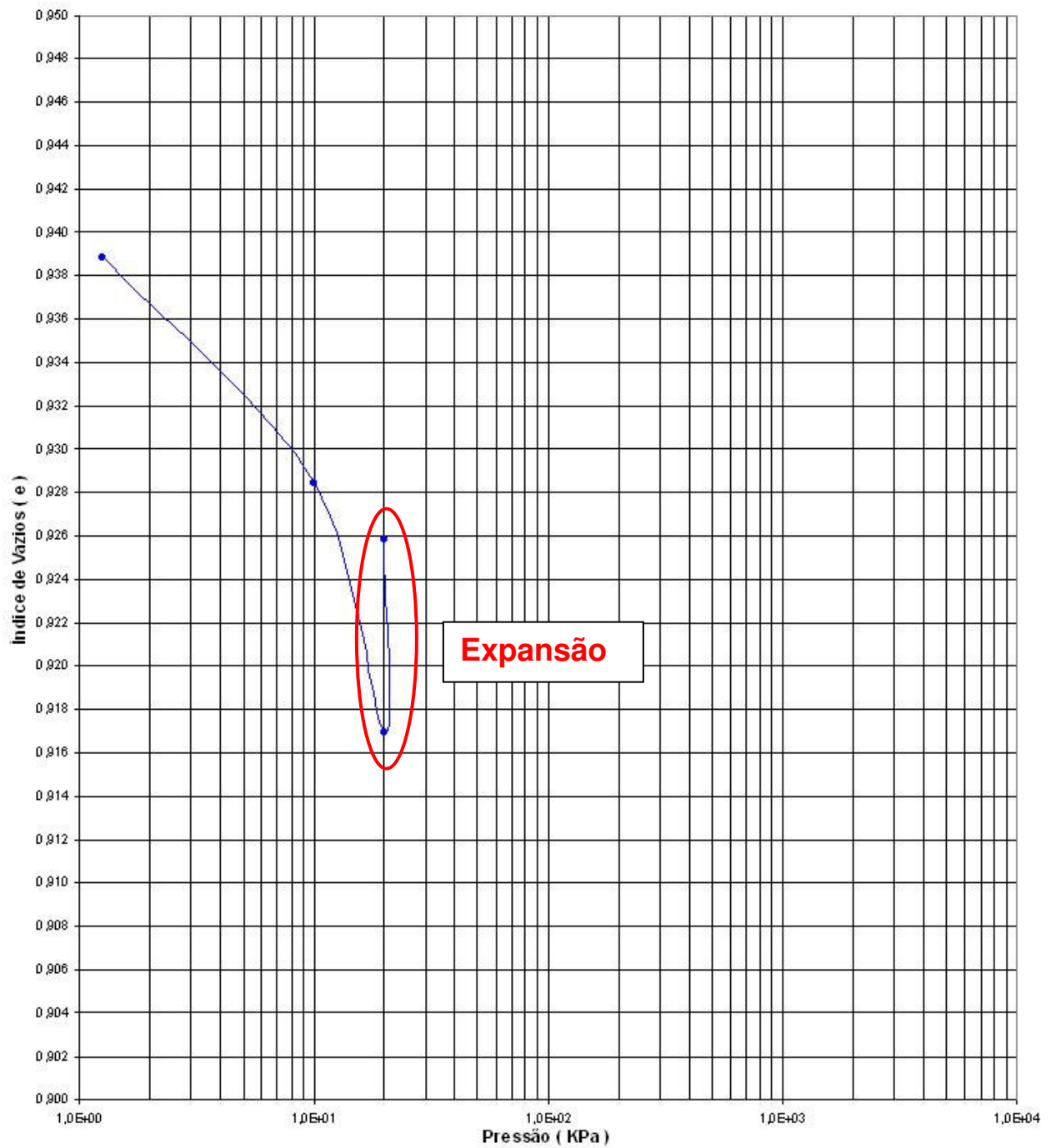


Figura 6.11 Ensaio edométrico simples da amostra a 1,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 20kPa

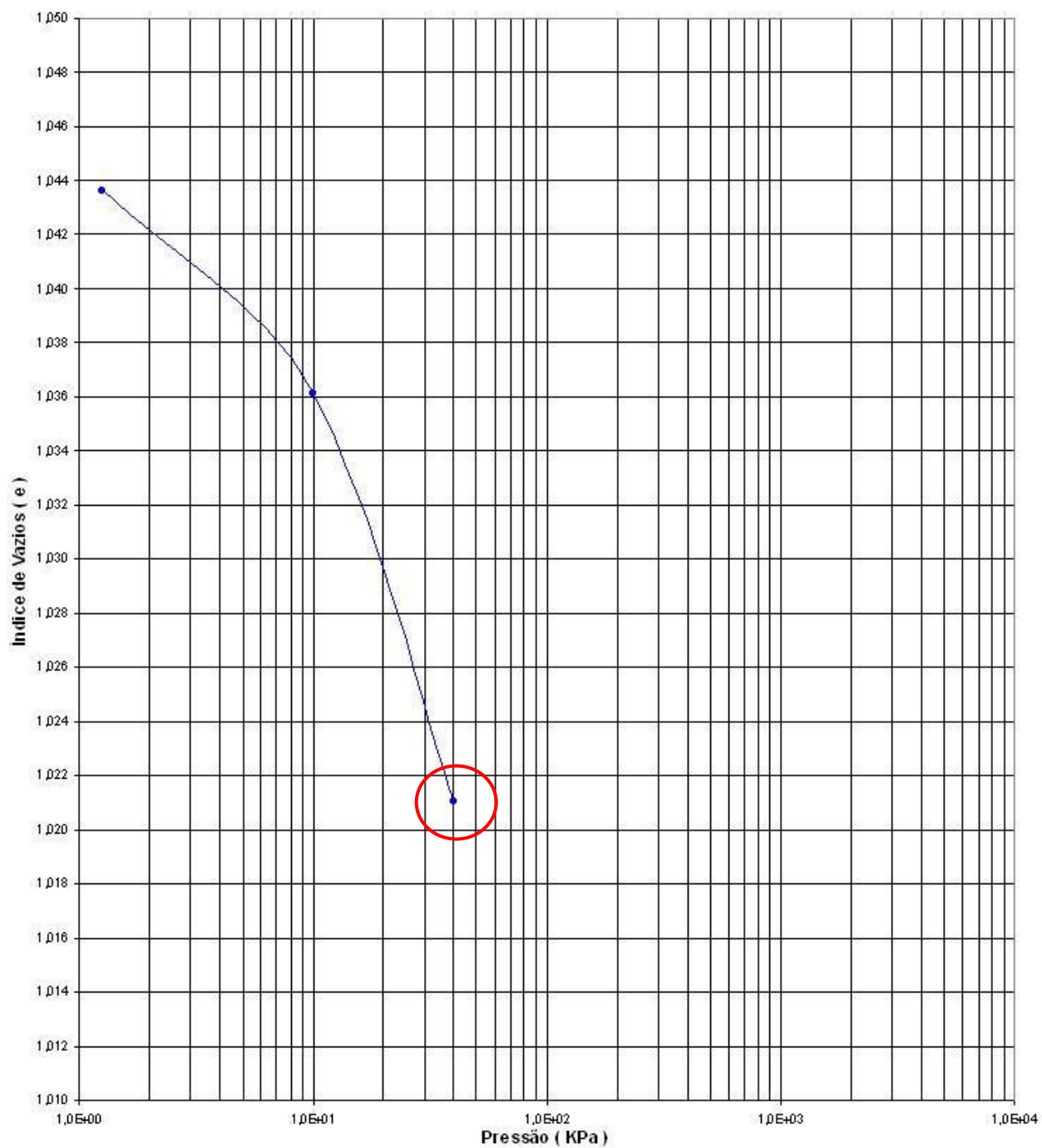


Figura 6.12 Ensaio edométrico simples da amostra a 1,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 40kPa

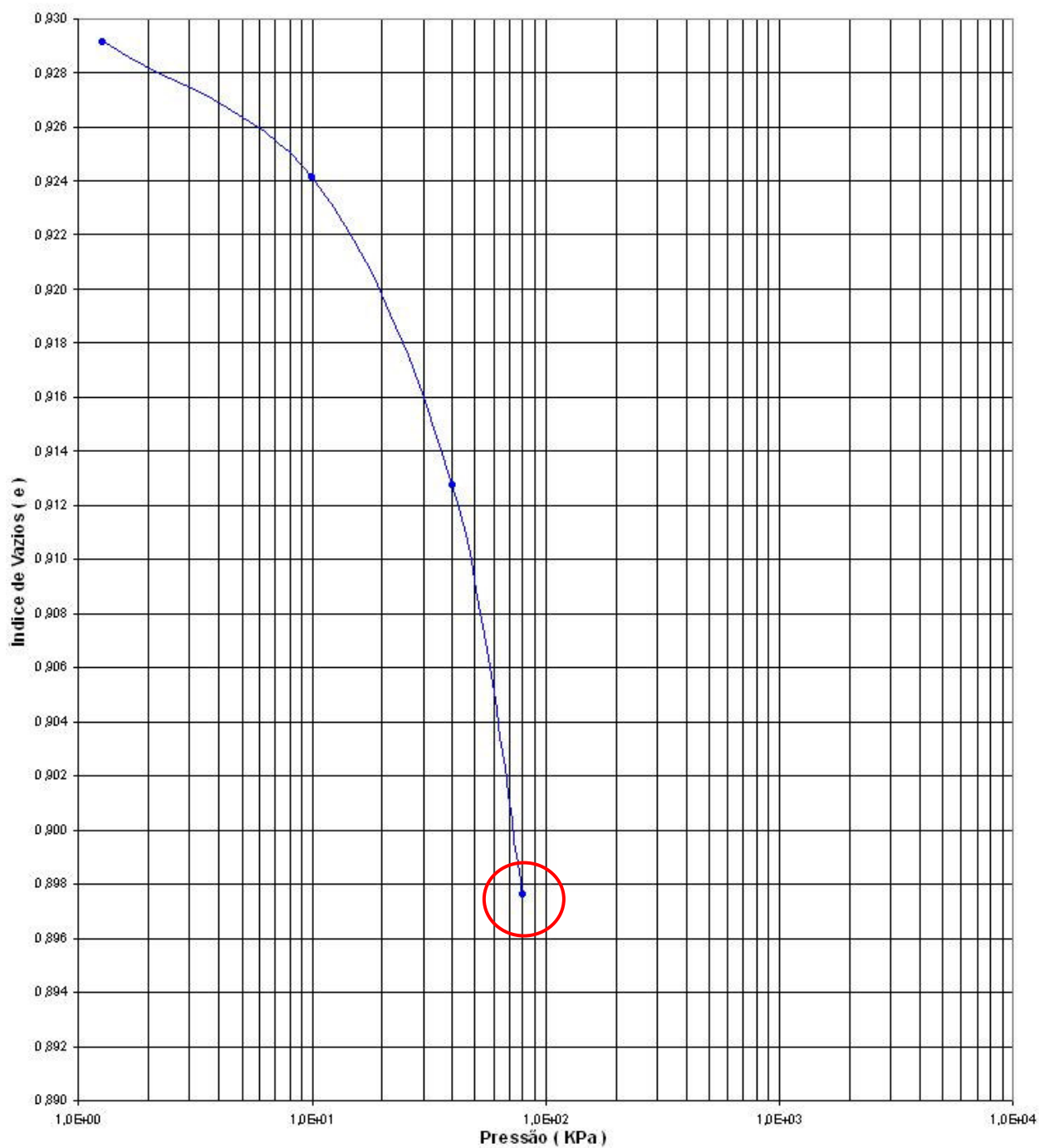


Figura 6.13 Ensaio edométrico simples da amostra a 1,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 80kPa



Figura 6.14 Ensaio edométrico simples da amostra a 1,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 130kPa

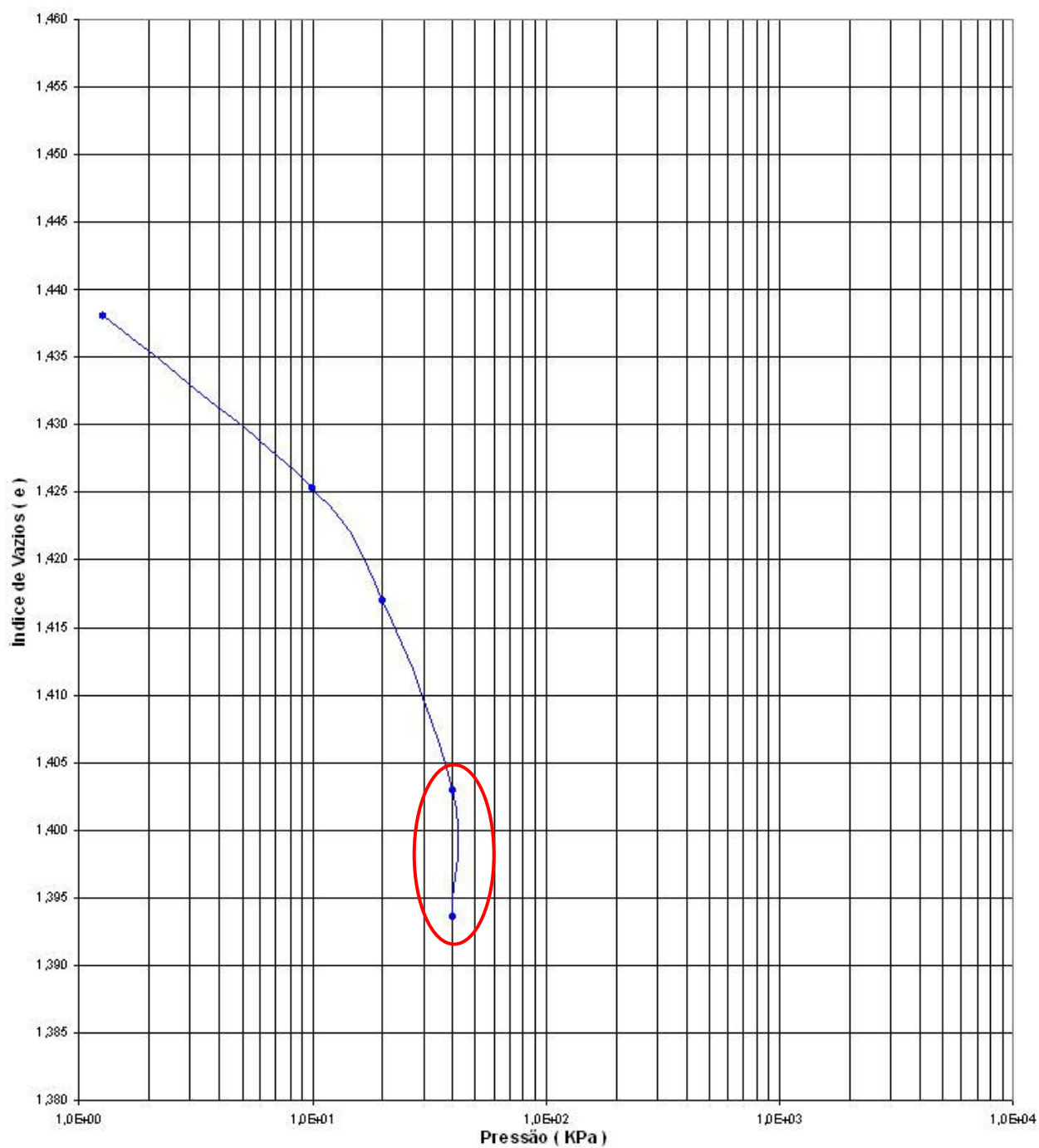


Figura 6.15 Ensaio edométrico simples da amostra a 2,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 40kPa

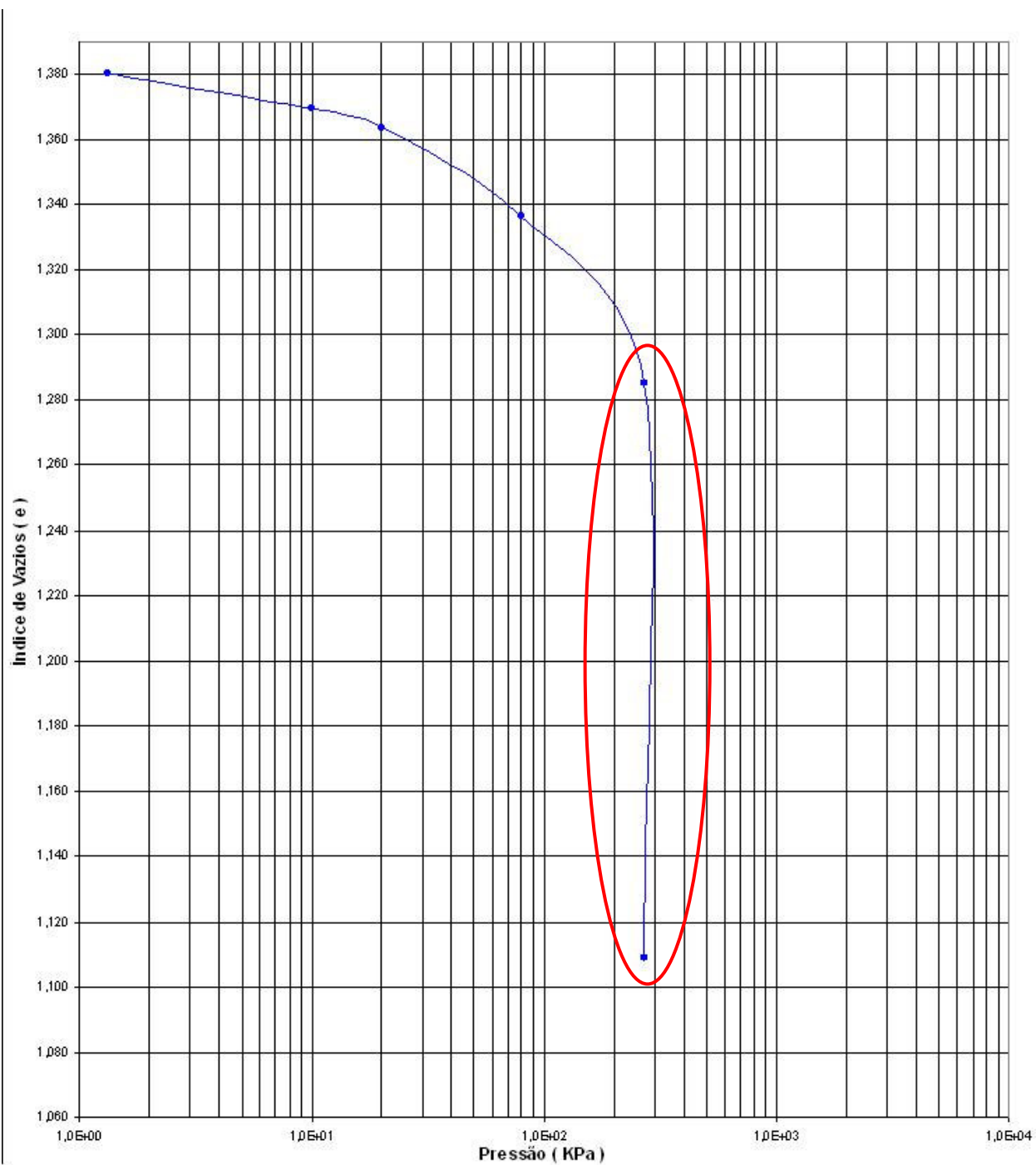


Figura 6.16 Ensaio edométrico simples da amostra a 4,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 270kPa

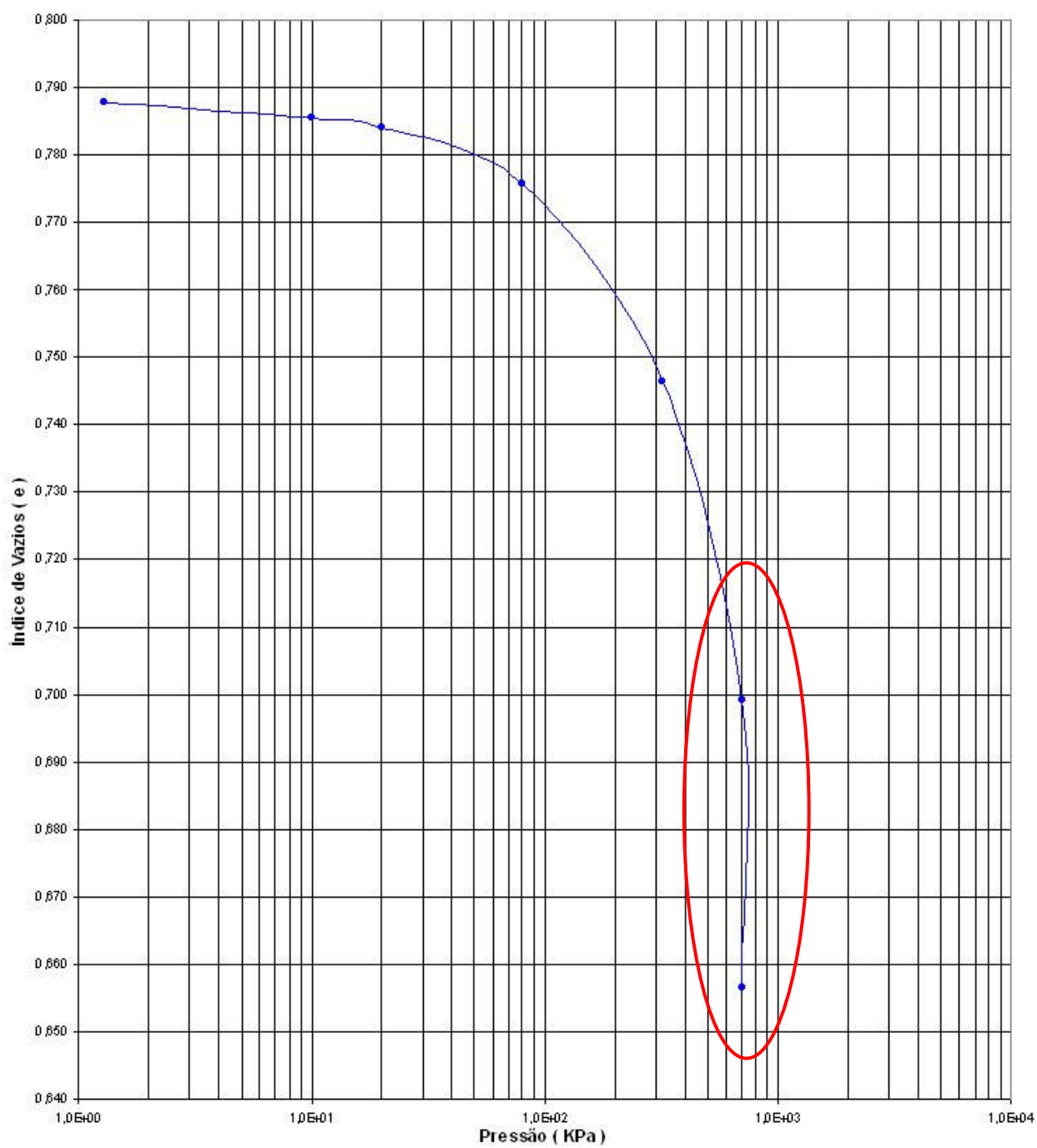


Figura 6.17 Ensaio edométrico simples da amostra a 7,00m de profundidade, com corpo de prova inundado na tensão de 700kPa

A figura abaixo apresenta a variação do índice de vazios (Δe) em função da tensão de inundação aplicada (σ).

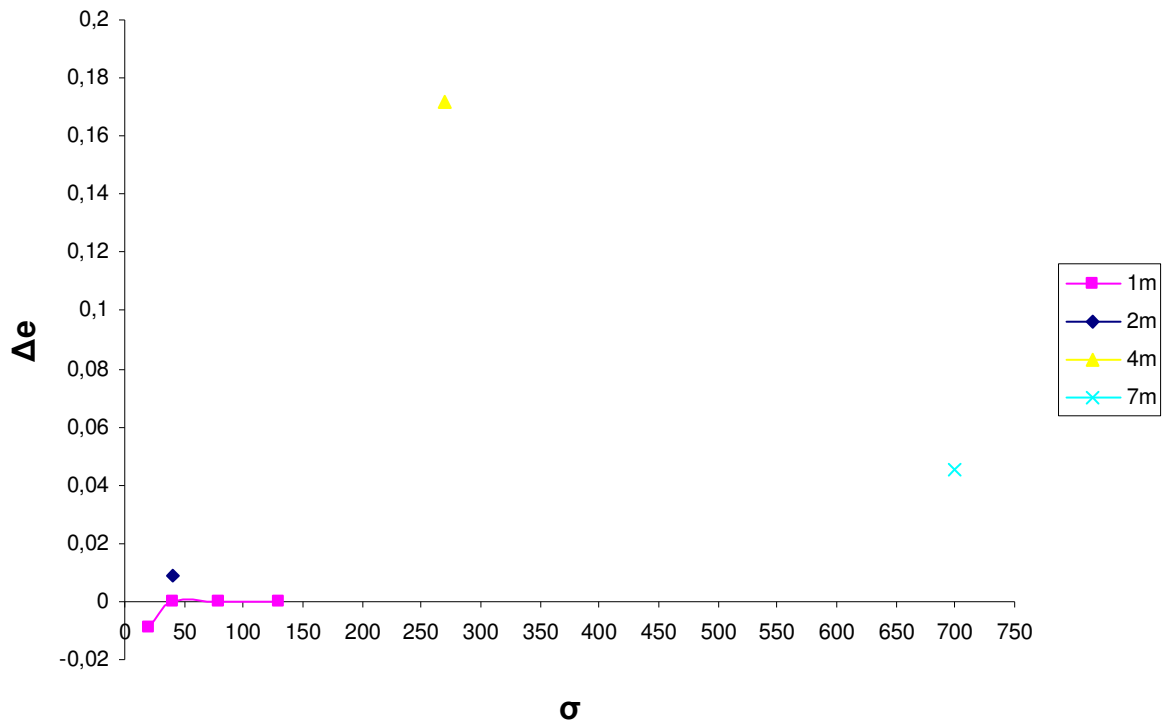


Figura 6.18 Variação do índice de vazios em função da tensão de inundação aplicada

6.3.3 Avaliação do potencial de colapso

Com os resultados encontrados nos ensaios edométricos simples e baseado nos métodos apresentados na revisão bibliográfica aplicáveis para esse caso, avaliou-se o potencial de colapso para cada profundidade analisada:

6.3.3.1 Critérios de JENNINGS & KNIGHT (1975), LUTENEGGER & SABER (1989) e VARGAS (1978)

Por esses critérios o índice de colapso pode ser obtido conforme a expressão abaixo:

$$I = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (6.1)$$

Com base nos valores encontrados avaliou-se o potencial de colapso conforme os valores sugeridos por esses pesquisadores.

Tabela 6.9 Potencial de colapso do local estudado segundo Jennings & Knight; Lutenegger & Saber e Vargas

Profundidade (m)	I	Jennings & Knight	Lutenegger e Saber	Vargas
1,00	-0,46	Nenhum	Nenhum	Não colapsível
	0,00	Nenhum	Nenhum	Não colapsível
	0,00	Nenhum	Nenhum	Não colapsível
	0,00	Nenhum	Nenhum	Não colapsível
2,00	0,37	Nenhum	Nenhum	Não colapsível
4,00	7,54	Problemático	Moderada - Elevada	Colapsível
7,00	2,65	Moderado	Leve	Colapsível

6.3.3.2 Critério de REGINATTO e FERRERO (1973)

Aplicando os resultados dos ensaios com a expressão proposta por esses pesquisadores, obteve-se os seguintes resultados:

Tabela 6.10 Potencial de colapso do local estudado segundo Reginatto & Ferrero

Profundidade (m)	σ'_{v0}	σ_{vpn}	σ_{vps}	CP	Ocorrência do colapso
1,00	18,05	130	12	-0,05	Colapsível
			9	-0,08	Colapsível
			35	0,15	Condicionamente colapsível
			32	0,12	Condicionamente colapsível
2,00	33,86	180	12	-0,15	Colapsível
4,00	66,68	340	210	0,52	Condicionamente colapsível
7,00	114,14	430	360	0,78	Condicionamente colapsível

6.3.3.3 Critério de BASMA e TUNCER (1992)

Aplicando os resultados dos ensaios com a expressão proposta por esses pesquisadores, obteve-se os seguintes resultados:

Tabela 6.11 Potencial de colapso do local estudado segundo Basma & Tuncer

Profundidade (m)	w_i	γ_d	ρ_w	S	C	CP	Potencial de colapso
1,00	21,02	14,95	20	12	70	4	Moderado
	23,90		40			5	Problemático
	23,60		80			7	Problemático
	19,00		130			11	Grave
2,00	26,30	12,11	40	27	61	11	Grave
4,00	29,20	13,09	270	27	60	12	Grave
7,00	10,40	14,41	700	39	21	15	Grave

6.4 Ensaio triaxiais

Foram realizados ensaios triaxiais, num total de 08 ensaios, cada um com três séries de carregamentos, com os corpos de prova no teor de umidade natural e saturado por percolação.

As pressões de confinamento (σ_3) utilizadas em todos os ensaios foram 50kPa, 100kPa e 200kPa.

As figuras 6.19 a 6.26 apresentam os resultados obtidos com os corpos de prova:

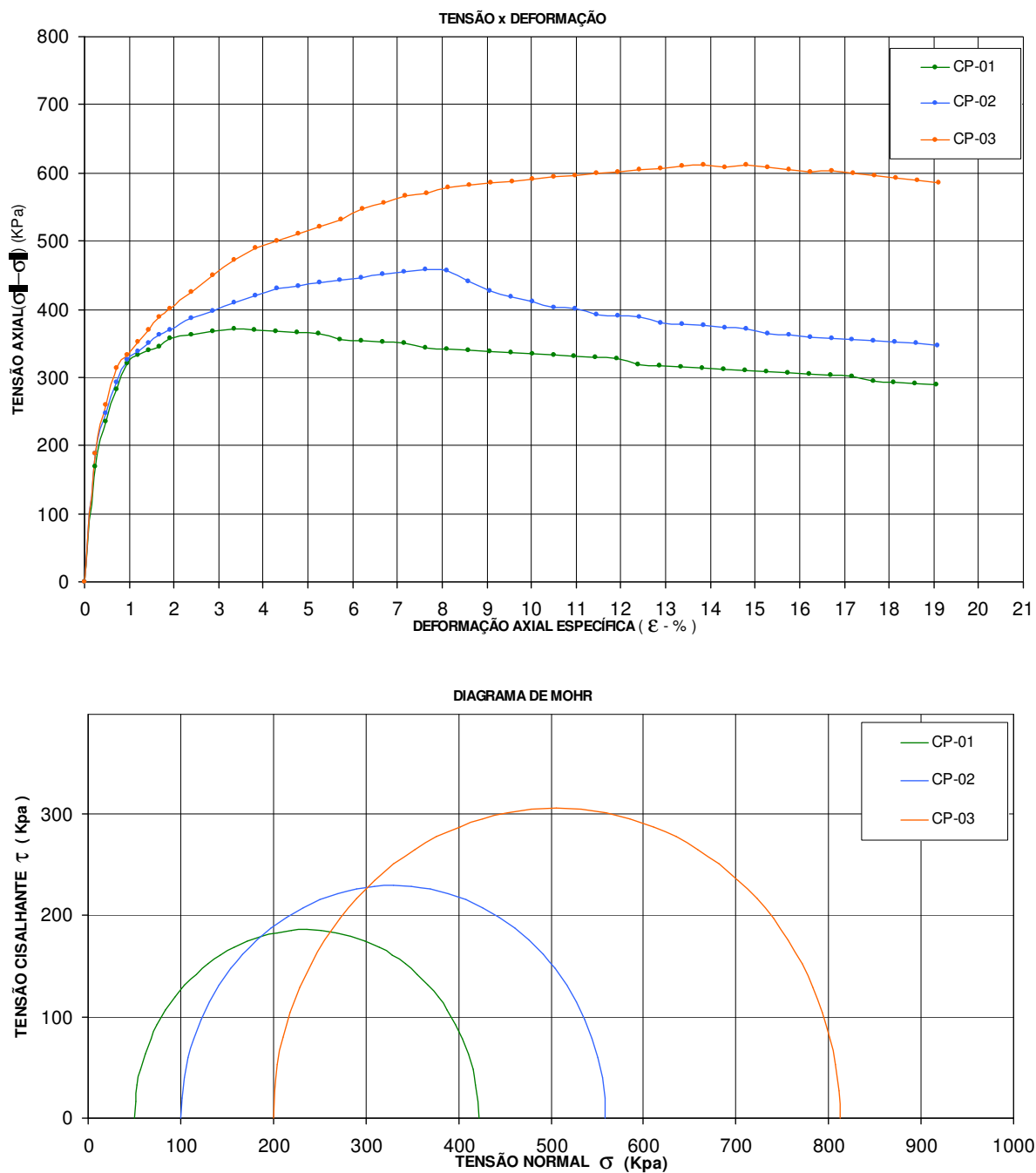


Figura 6.19 Resultados do ensaio triaxial para a profundidade de 1,00m

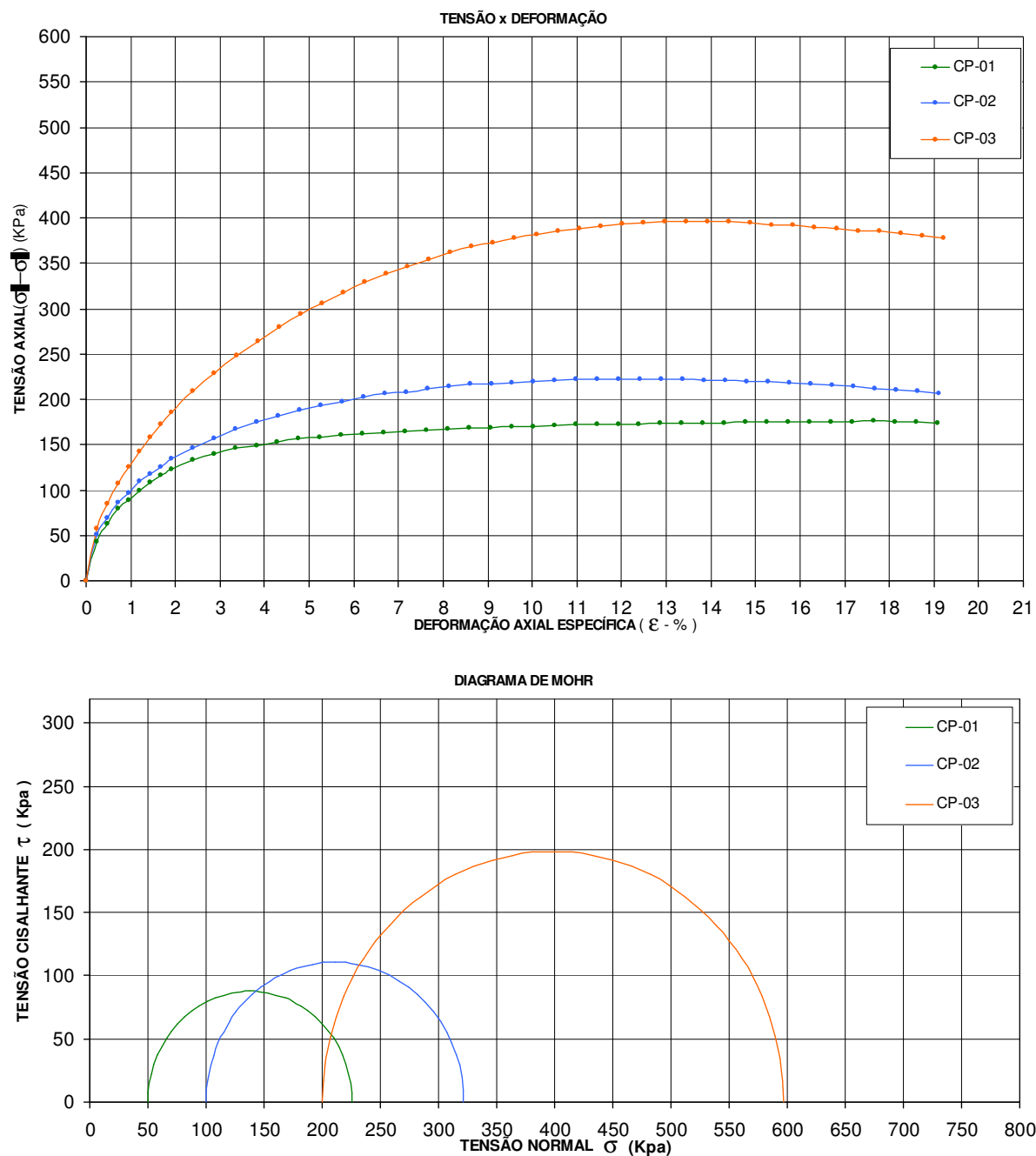


Figura 6.20 Resultados do ensaio triaxial para a profundidade de 2,00m

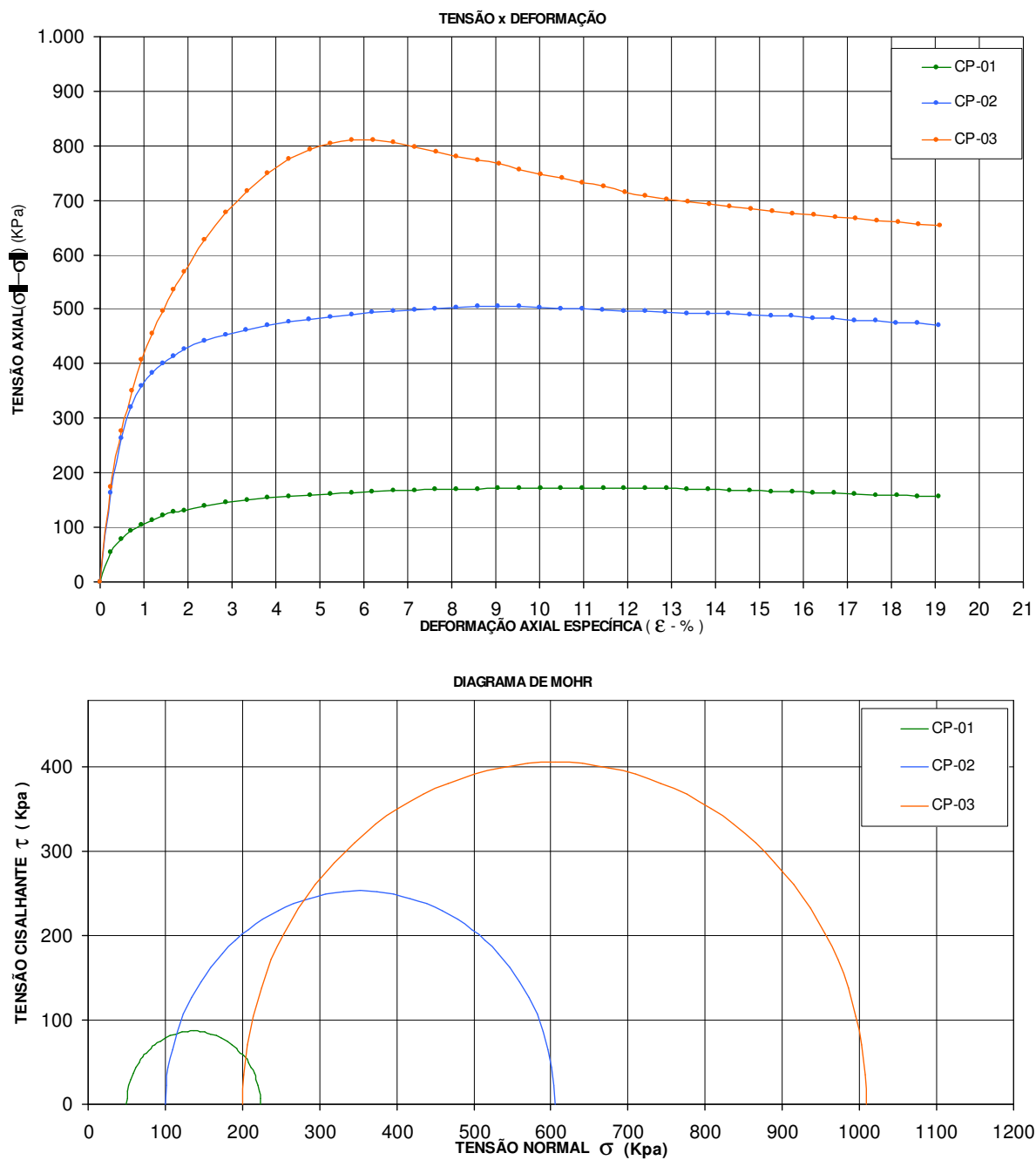


Figura 6.21 Resultados do ensaio triaxial para a profundidade de 4,00m

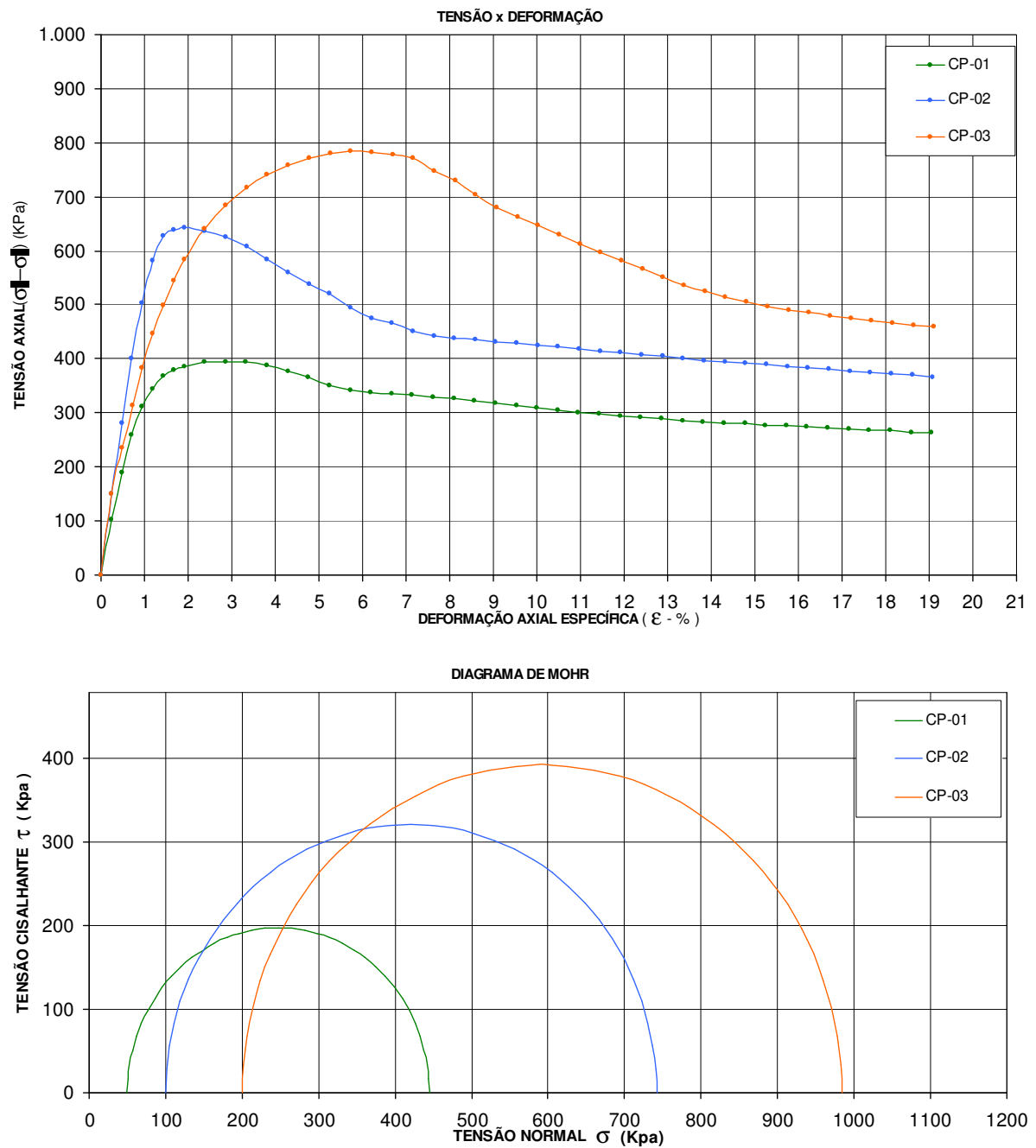


Figura 6.22 Resultados do ensaio triaxial para a profundidade de 7,00m

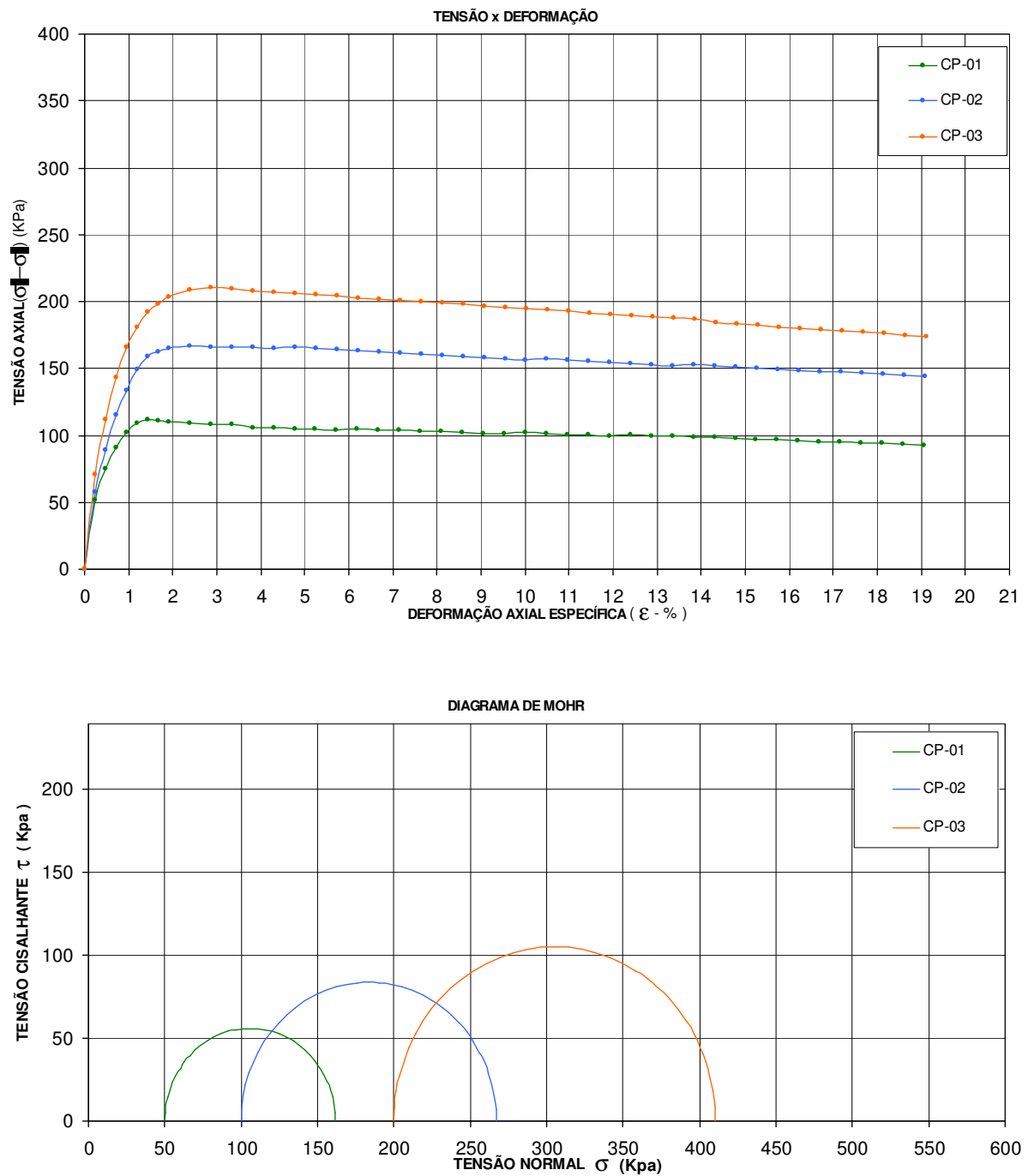


Figura 6.23 Resultados do ensaio triaxial rápido saturado para a profundidade de 1,00m

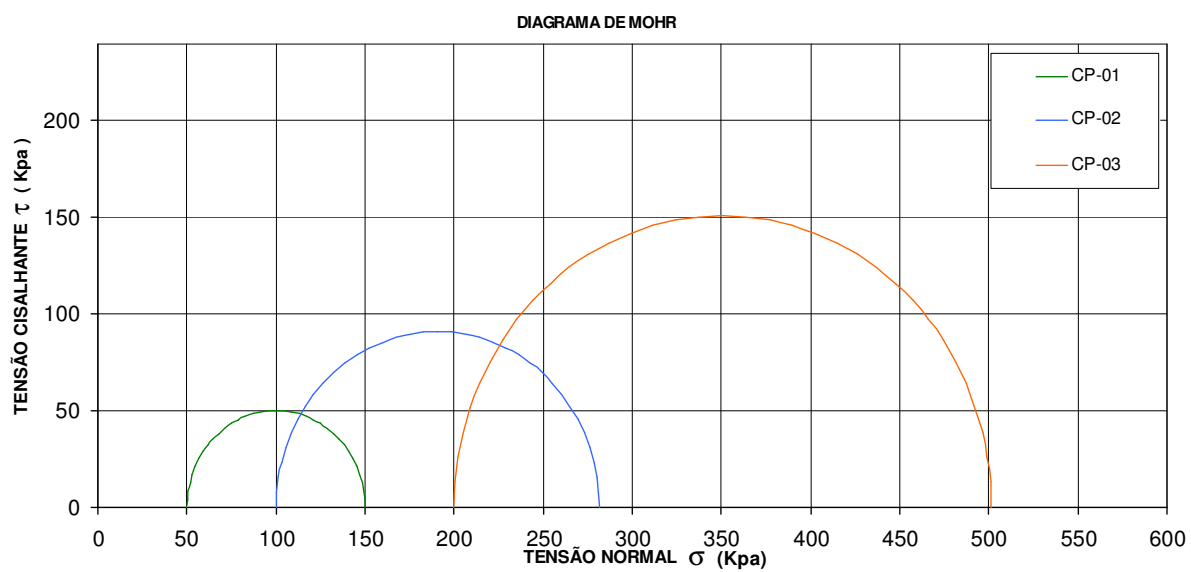
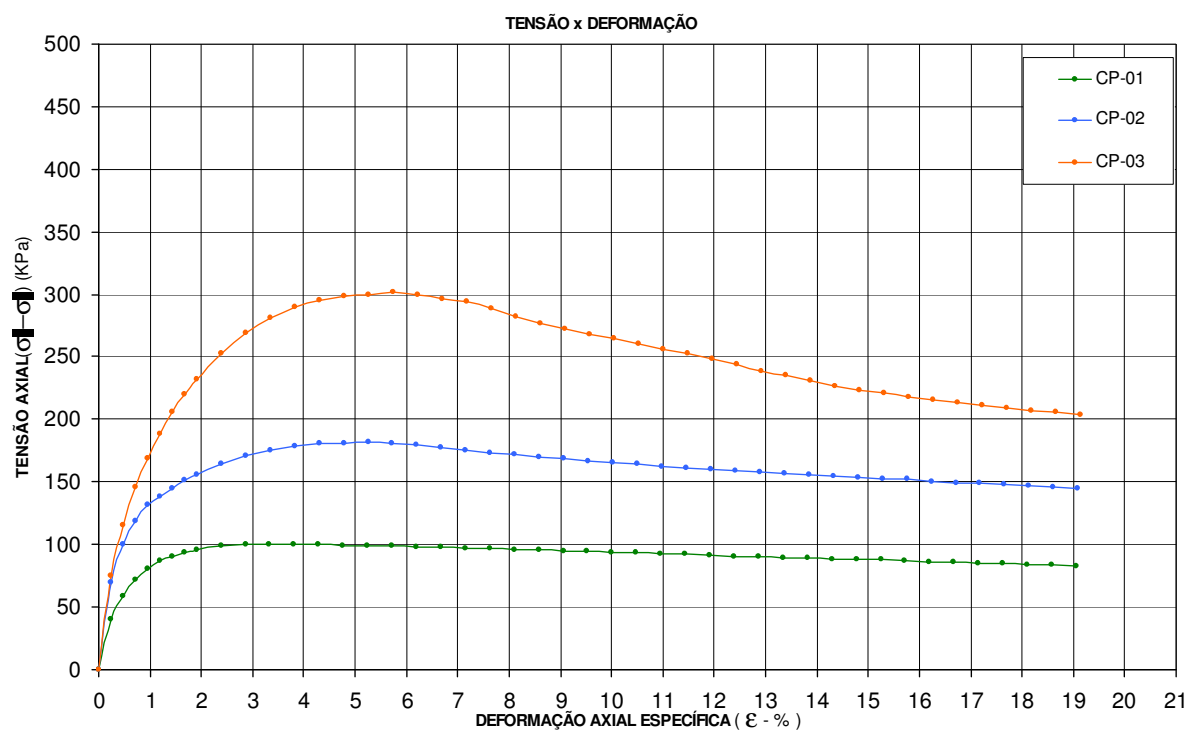


Figura 6.24 Resultados do ensaio triaxial rápido saturado para a profundidade de 2,00m

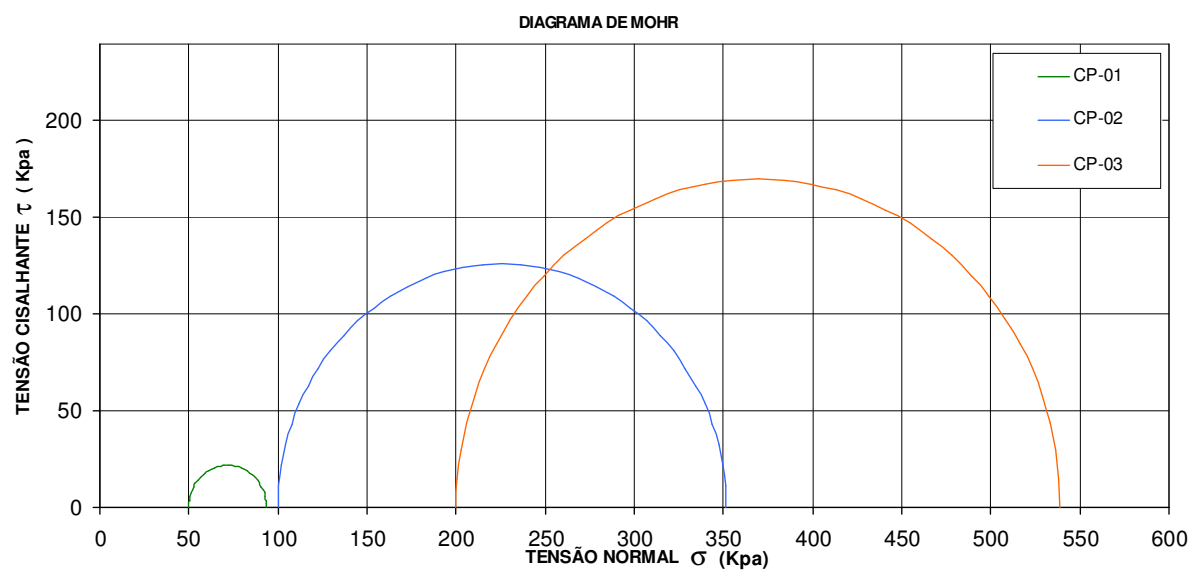
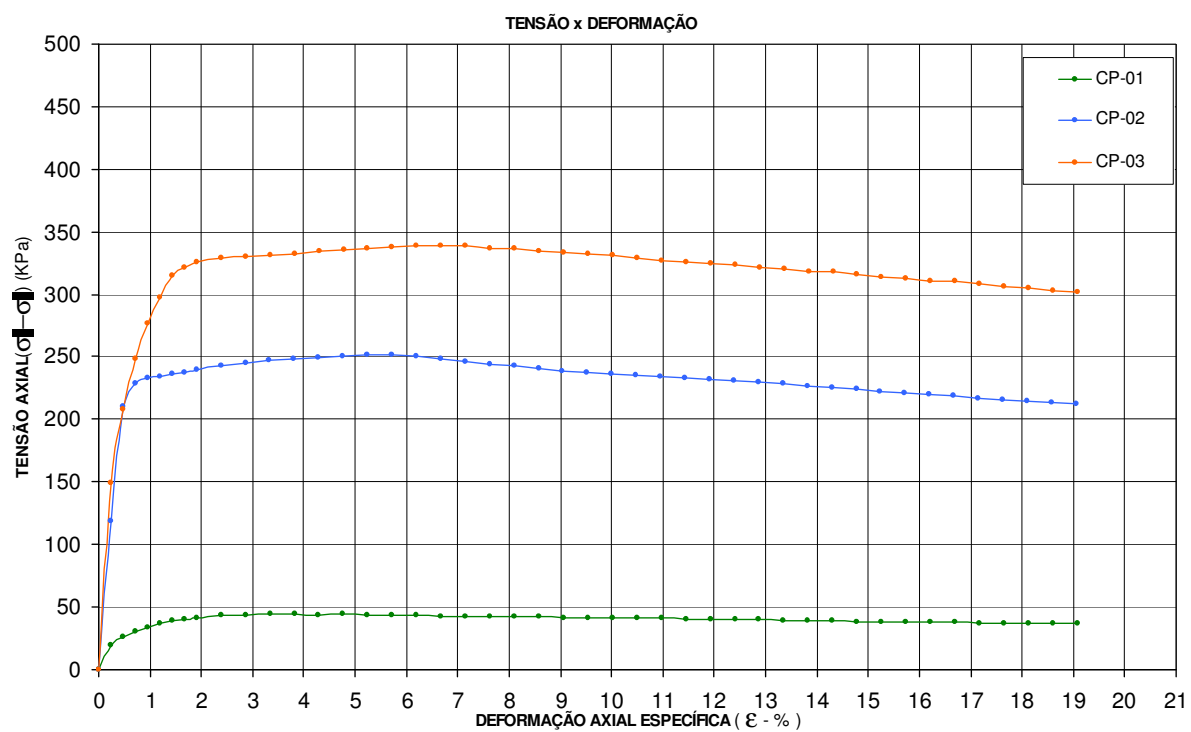


Figura 6.25 Resultados do ensaio triaxial rápido saturado para a profundidade de 4,00m

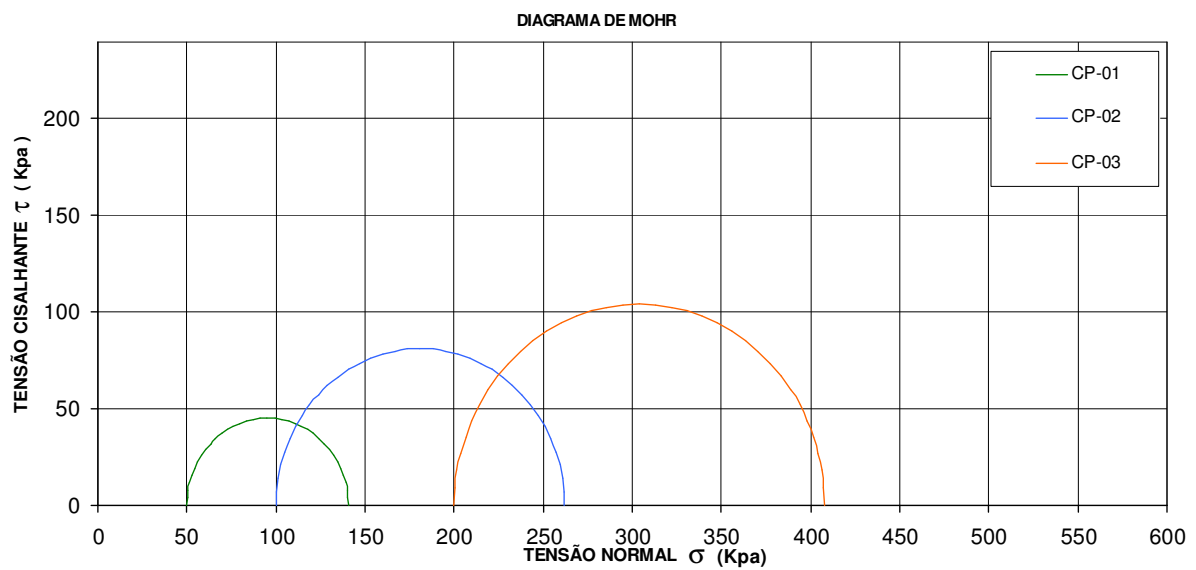
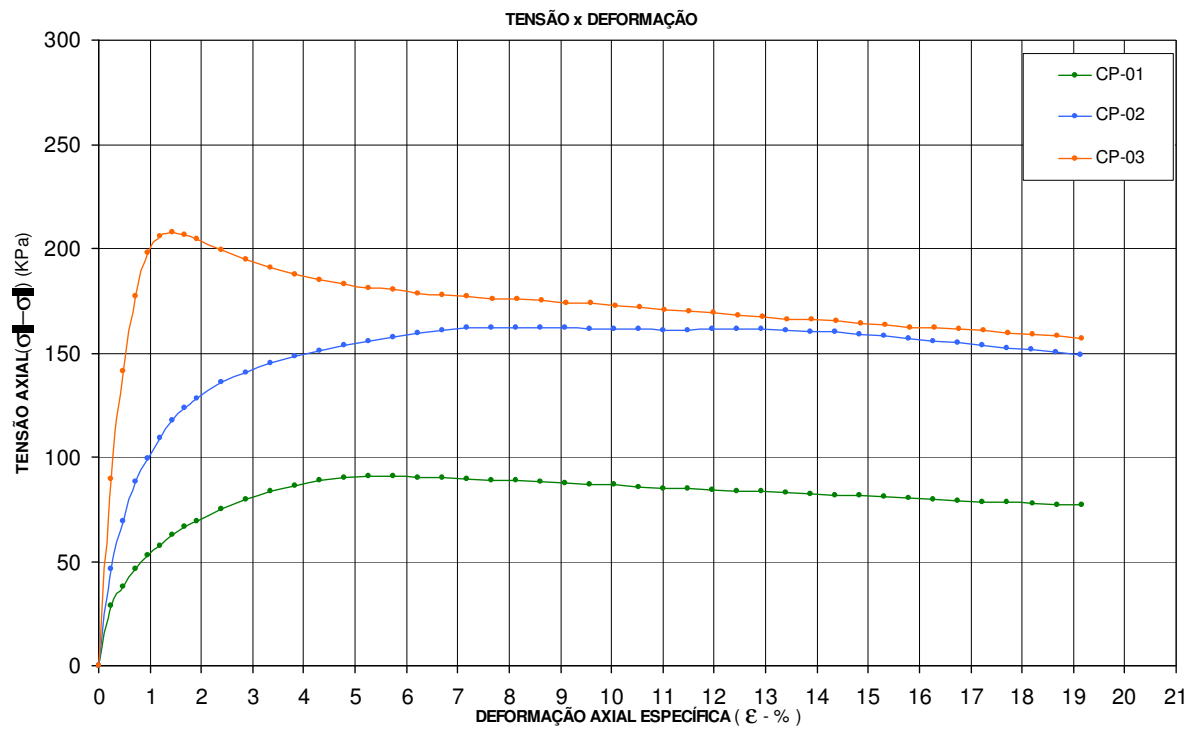


Figura 6.26 Resultados do ensaio triaxial rápido saturado para a profundidade de 7,00m

A tabela 6.12 apresenta as propriedades geotécnicas obtidas nos ensaios para os corpos de prova no teor de umidade natural e saturado:

Tabela 6.12 Resultado dos ensaios triaxiais das amostras do perfil estudado

Prof. (m)	Corpos de prova no teor de umidade natural		Corpos de prova saturados	
	c' (kPa)	Φ' (°)	c' (kPa)	Φ' (°)
1,00	87,0	25,7	50,0	11,0
2,00	10,5	27,9	9,6	24,2
4,00	69,2	35,0	67,3	14,0
7,00	188,5	21,8	34,8	13,0

A tabela 6.13, apresenta a variação da resistência ao cisalhamento dos corpos de provas ao longo da profundidade.

Tabela 6.13 Resistência ao cisalhamento dos corpos de prova no teor de umidade natural e saturado

Profundidade (m)	τ_{nat} (kPa)	τ_{sat} (kPa)	$\Delta\tau$
1,00	95,7	53,5	42,2
2,00	28,4	24,8	3,6
4,00	115,9	83,9	32,0
7,00	234,2	61,2	173,0

A figura 6.27 permite observar o seu desenvolvimento ao longo do perfil do solo estudado.

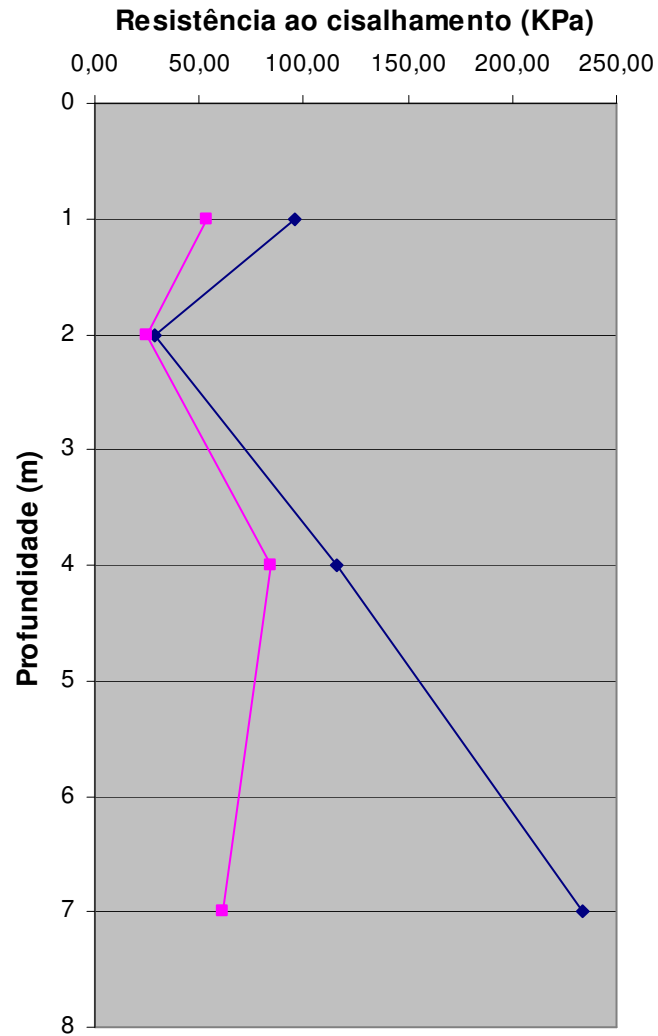


Figura 6.27 Variabilidade da resistência ao cisalhamento das amostras no teor de umidade natural e saturado ao longo do perfil estudado

7 DISCUSSÃO

Neste capítulo são feitas as análises dos resultados obtidos, os quais foram apresentados nas tabelas e nos gráficos anteriores, sendo que o enfoque principal das análises foi a verificação da colapsibilidade do solo.

7.1 Perfil de sondagem SPT

Segundo FERREIRA et al (1989), um dos indicativos da presença de solos colapsíveis são os baixos valores de SPT (≤ 4 golpes), deste modo, analisando os furos SP01 e SP02, as camadas situadas a 1,00m e 2,00m de profundidade apresentam indícios de colapsibilidade, uma vez que os valores de N_{SPT} encontrados foram de 2 golpes, já as camadas situadas a 4,00m e 7,00m de profundidade possuem valores que ultrapassam este teto.

Cruzando os dados da sondagem com os resultados obtidos no ensaio de compressão edométrica simples, constata-se uma discrepância, já que, por exemplo, a amostra de solo da camada a 4,00m de profundidade, cujo N_{SPT} ultrapassa o teto de 4 golpes, apresentou um índice de colapso de 7,54%, considerado elevado pelos métodos utilizados para essa análise.

Uma explicação para o fato, é que solos colapsíveis também podem apresentar valores altos para o N_{SPT} em virtude do mecanismo de interligação das partículas, conforme já foi constatado por FERREIRA et. al. (1998) em solos no estado de Pernambuco, que para aqueles casos, atribuiu o fato a baixa umidade e a alta sucção.

Neste caso seria necessário conduzir uma investigação mais aprofundada para se identificar o agente cimentante das partículas e observar o seu comportamento.

7.2 Ensaio de caracterização

As camadas superficiais, em virtude de conter em sua composição um teor maior de argila (60 – 70%), apresentam valores maiores de retenção de água (valores de umidade oscilando entre 25% a 30%), se comparado com a camada situada a 7,00m de profundidade, composta por silte e areia predominantemente, cujos ensaios apontaram para um valor médio de 9,9%.

A 1,00m de profundidade o índice de vazios médio encontrado foi de 0,80, aumentando para 1,21 no 2º metro e a partir daí, mostra – se decrescente com a profundidade, assim, as camadas superficiais apresentaram graus de saturação em torno de 70%, que se reduzem para 31% a 7,00m de profundidade. O índice de vazios obtido para a primeira camada dá indícios de que ela pode ter passado por um processo de compactação.

O peso específico seco oscilou de $12,00\text{kN/m}^3$ a $15,00\text{kN/m}^3$, entretanto é importante salientar que a primeira camada apresentou o maior valor, reforçando a hipótese de compactação.

Como os resultados encontrados para a camada a 1,00m de profundidade são maiores que os obtidos a 7,00m, que obviamente está submetida a tensões geostáticas maiores, é possível concluir que a primeira camada estava compactada. Reforça essa tese, o fato de que essa camada, nos ensaios edométricos, foi a que apresentou o menor índice de compressão. Portanto os resultados apresentados no que se referem a colapsibilidade não são consistentes, pois a compactação reduz o seu efeito certos tipos de solos, conforme apresentado no trabalho de CINTRA (1998).

Analisando os resultados obtidos nos ensaios de Limites de Consistência, constata-se que a camada a 4,00m de profundidade apresentou o maior valor do teor de umidade para o Limite de Liquidez, possivelmente por possuir em sua composição argilas reativas, conforme foi constatado pelo cálculo do seu índice de atividade.

Confrontando os resultados obtidos com os perfis de sondagem do local, observa-se que embora a sondagem tenha classificado as camadas de solo como argila silto

arenosa e siltosas, os resultados da carta de plasticidade ficaram sistematicamente abaixo da linha A.

A explicação deste fato, é que embora a carta de plasticidade seja muito divulgada na engenharia de solos, sua aplicação no Brasil, entretanto, não se tem mostrado muito adequada. Talvez pelas características próprias de solos evoluídos em clima tropical, é comum a ocorrência de discrepâncias acentuadas entre as propriedades de solos conhecidos e a classificação proposta (PINTO, 1998).

Deste modo, aplicou-se a carta proposta por Vargas, que leva em conta as características lateríticas dos solos de clima tropical, e se constatou que essa classificação apresentou resultados coerentes com os tipos de solo que compõem as camadas do perfil estudado, já que o material dessa localidade conforme constatado no capítulo que aborda os aspectos geológicos da área é produto do intemperismo de rochas graníticas e gnáissicas.

Pode-se constatar também que para o perfil de solo estudado, os resultados encontrados pelos métodos que propõem a utilização de ensaios de caracterização para a identificação de solos colapsíveis não são compatíveis com os observados nos ensaios de compressão edométrica simples, possivelmente porque o local utilizado é um solo evoluído em clima tropical e, portanto com características diferentes dos materiais utilizados para a elaboração dessas formulações.

7.3 Ensaio triaxiais

Os ensaios triaxiais nos corpos de prova no teor de umidade natural apontaram para uma resistência ao cisalhamento que vai crescendo com a profundidade, exceto para o primeiro metro, que possui um valor maior que nas profundidades de 2,00m e 4,00m, provavelmente por causa da sua compactação.

Quando os corpos de prova foram saturados pode-se notar que a camada a 1,00m de profundidade apresentou uma redução da resistência ao cisalhamento de 44%, no 2,00m de 13%, 28% a 4,00m, chegando a 74% a 7,00m de profundidade.

Se cruzarmos esses dados com os coeficientes de colapso obtidos, constata-se que as camadas que apresentaram uma diminuição significativa da resistência ao cisalhamento (4,00m e 7,00m de profundidade) foram também as mesmas que apresentaram os maiores coeficientes de colapso. Deste modo pode-se afirmar que para estes casos o caráter colapsível destes materiais influenciou o seu comportamento mecânico, proporcionando uma brusca redução da sua resistência ao cisalhamento.

7.4 Ensaios edométricos

7.4.1 Curvas de compressão

Através da análise dos resultados obtidos nesse ensaio, pode-se constatar que todas as camadas estão sobre-adensadas, já que as tensões de pré-adensamento são sensivelmente maiores que as tensões verticais efetivas existentes por ocasião da amostragem, indicando que o perfil de solo esteve no passado sujeito a tensões maiores do que as atuais, provavelmente pela presença de uma camada de solo sobreposta as atuais.

Analizando também os índices de compressão encontrados nesses ensaios, constata-se que os valores vão decrescendo com a profundidade, sendo praticamente igual nas profundidades de 4,00m e 7,00m, exceto para camada mais próxima da superfície, que inclusive apresentou o menor valor dentre todas as camadas ensaiadas. O resultado encontrado na primeira camada confirma a hipótese levantada por ocasião das análises dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, de que esse material foi previamente compactado, já que solos mais compactos apresentam menores valores de compressibilidade.

7.4.2 Ensaio edométrico com inundação

Os ensaios edométricos com inundação foram realizados para se determinar o potencial de colapso do solo, já que segundo PINTO (2000), este tipo de ensaio representa adequadamente a situação do terreno abaixo de elementos de fundação

direta com baixo custo, se comparado a outras técnicas utilizadas para a previsão dos recalques.

As tensões de inundação foram estipuladas com base nos valores de tensões admissíveis que normalmente seriam adotadas em projetos de edificações de pequeno e médio porte. Deste modo, o critério adotado se baseou no N_{SPT} identificado no local, já que a ferramenta de investigação mais utilizada em projetos de fundações da cidade, devido à facilidade de obtenção desse parâmetro.

A determinação do índice de colapso pelas expressões que utilizam como critério a variação do índice de vazios do material, apontou para ausência de colapso na primeira camada (provavelmente porque o material estava compactado) e na segunda camada, e valores severos para a camada situada a 4,00m de profundidade.

As outras expressões que utilizam índices físicos e dados do ensaio de adensamento para avaliação do colapso, também apresentaram resultados semelhantes, entretanto indicaram colapsibilidade para todas as camadas.

É importante ressaltar que os critérios baseados na variação do índice de vazios, levam em conta diretamente à estrutura do solo, deixando de lado condicionamentos variáveis como a umidade e o grau de saturação, fatores esses que dependem fundamentalmente da sazonalidade, principalmente nas camadas superficiais onde a variação do teor de umidade é mais freqüente.

Por esses critérios a camada a 2,00m de profundidade apresentou um índice de colapso de 0,37% que não seria considerado colapsível, entretanto este material foi submetido somente a uma pressão de 20kPa, deste modo, como não foram aplicadas cargas maiores para observar o seu comportamento, não se pode afirmar que esse solo não seja colapsível como apontam os métodos.

Reforça essa tese o fato de que a camada situada a 4,00m de profundidade, que foi submetida a uma pressão de inundação de 270kPa apresentou o um índice de colapso de 7,54%, considerado severo pela maioria dos métodos empregados. Mesmo a 7,00m de profundidade o índice de colapso foi de 2,65%, para uma pressão de inundação de 700kPa.

É importante ressaltar também que a camada superficial, cujos resultados obtidos apontam para uma provável compactação, por ocasião da inundação a uma pressão de 20kPa, apresentou expansibilidade, provavelmente em virtude dos minerais componentes de sua estrutura, já que solos não saturados decorrentes da desagregação de gnaiss, conforme PINTO (2000), quando compactados abaixo da umidade ótima podem apresentar esse fenômeno, por ocasião da sua saturação.

8 CONCLUSÕES

Os métodos e ensaios empregados neste estudo permitem concluir que:

Para o perfil de solo estudado, o critério de sondagem SPT não é preciso para definir o potencial de colapsibilidade, já que camadas de solo com N_{SPT} acima dos valores considerados indicativos, também apresentam colapsibilidade.

Os critérios que propõem a utilização de ensaios de caracterização para a identificação de solos colapsíveis, não são eficazes porque o solo é laterítico.

Os resultados dos ensaios edométricos apontam para indícios de expansibilidade na camada a 1,00m de profundidade e colapso nas camadas a 4,00m e 7,00m de profundidade, segundo os critérios que se baseiam na interpretação da variação do índice de vazios nesses ensaios.

Diante destes fatos, pode-se afirmar que os resultados dos ensaios apontam para indícios da existência de camadas de solos colapsíveis na cidade. Este fato fica evidente pela significativa perda de resistência ao cisalhamento constatada nos ensaios triaxiais nas camadas a 4,00m e a 7,00m de profundidade.

Portanto, mediante os resultados do perfil de solo estudado, é necessária a realização de uma investigação mais aprofundada em diversos pontos do município, visando identificar outras localidades com o mesmo comportamento e para a compreensão dos mecanismos que regem os fenômenos de colapso e expansão nestas localidades.

Entretanto diante dos indícios acima, e levando em conta que as tensões acima representam as tensões transmitidas ao solo por fundações de obras de pequeno e médio porte, é importante que durante o projeto de fundações os projetistas se precavendam contra a ocorrência desses fenômenos em virtude da infiltração de

grandes volumes de água nessas profundidades, oriundos de problemas usuais como quebra de condutos de esgotos e de águas pluviais.

Referências Bibliográficas

ALONSO, E.E.; GENS, A. & HIGHT, D.W. **Special problem soils**. In: European Conference on soil mechanics and foundation, 9, Dublin. Rotterdam: A.A. Balkema, p 5.1 - 5.60, 1987.

ARTUR, A.C.; WERNICK, E.; HÖRMANN, P.K. & WEBER-DIEFENBACH, K. **Associações Plutônicas do complexo granitóide Socorro (Estados de São Paulo e Minas Gerais, Brasil)**. Revista Brasileira de Geociências, 23, p.265 -273, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo. Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo. Determinação do limite de liquidez. Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Execução de sondagens de simples reconhecimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm. Determinação da massa específica. Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo. Determinação do limite de plasticidade. Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo. Análise granulométrica. Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.** Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: Ensaio de adensamento unidimensional.** Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

BARDEN L.; MCGROW A. & COLLINS, K. **The collapse mechanism in partly saturated soil.** Engineering Geology, Amsterdam, v.7, n.1, p.49 -60.

BASMA, A.A. & TUNCER. **Evaluation and control of collapsible soils.** Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.118, n. 10, p. 1491-1504, 1992.

BENVENUTO, C. **Uma avaliação teórico – experimental do comportamento de alguns solos colapsíveis.** Dissertação (Mestrado). São Paulo: Escola Politécnica, Universidade Estadual de São Paulo, 1982.

BOLINELLI Jr, H.L. **Piezocone de resistividade: Primeiros resultados de investigação geoambiental em solos tropicais.** Dissertação (Mestrado). Bauru: Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, 2004.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J.H.F.; GUIMARÃES, R.C. & ABREU, P.S.B. **Análise da influência da sucção nos resultados de SPT e SPT-T em solos porosos colapsíveis.** In: 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, v.1, p. 509-520, 2001.

CHAGAS S.F^O,F.; MIRANDA, M.I.A. & NOGUEIRA, J.F. Construção de modelos físicos para a simulação de fenômenos de hidráulica de solos. In: XXIX Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia - COBENGE, Porto Alegre, 2001, Anais....Disponível em <<http://www.pp.ufu.br/cobenge2001/trabalhos/mt127.pdf>>. Acesso em: 20/09/2006.

CINTRA, J.C.A. **Fundações em solos colapsíveis.** São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1998.

CLEMENCE,S.P. & FINBARR,A.O. **Design considerations for collapsible soils.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.107, n.GT3, p. 305-317, 1981.

COLLARES, A.C.Z.B. **Influência dos fatores estruturais e químicos no colapso e dispersão de dois solos**. Tese (Doutorado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 2002.

CRUZ, P.T. **Cem Barragens Brasileiras**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DE MIO, G. **Condicionantes geológicas na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental**. Tese (Doutorado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 2005.

DUDLEY, J.H. **Review of collapsing soils**. E.U.A.: Journal of the Geotechnical Engineering Divison, sm. 3, p. 925 – 947, 1970.

FERREIRA, R.C.; MONTEIRO, L.B.; PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. **Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils**. In: ICSMFE, 12, Rio de Janeiro, suppl. vol., p.117-120, 1989.

FERREIRA, S.R.M. **Comportamento de mudança de volume em solos colapsíveis e expansivos**. In: congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Poços de Caldas, v.1, p. 283 - 299, 1993.

FERREIRA, S.R.M. **Fatores que influenciam a variação de volume devido a inundação de solos colapsíveis**. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v. 4, Foz do Iguaçu, p. 1285 – 1292, 1994.

FERREIRA, S.R.M. & LACERDA, W.A. **Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaio de campo e de laboratório**. Revista Solos e Rochas, v.16, n. 4, p. 245 – 253, 1993.

FERREIRA, S.R.M. & LACERDA, W.A. **Volume change measurement in collapsible soil by laboratory and field test**. In: First International Conference on Unsaturated Soils, v. 2, p. 847 – 854, 1995.

FERREIRA, S.R.M.; FUCALE, S.P. & AMORIM, S.F. **Comportamento de variação de volumes em solos colapsíveis avaliados por meio de ensaios de campo**. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v.1, Brasília, p.171-178, 1998.

FONSECA, A.P. **Análise de mecanismos de escorregamento associados a voçorocamento em cabeceira de drenagem na bacia do rio Bananal - SP/RJ.** Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.

FREDLUND D.G. & RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils.** New York: John Wiley, 1993.

GUTIERREZ, N.H.M. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos no norte do Paraná.** Tese (Doutorado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 2005.

HACHICH W; FALCONI F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.Q.; CARVALHO, C.S. & NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: Pini, p. 51-118 e p. 723-751, 1998.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing.** New York: John Wiley & Sons, 3 v., 1986.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. **The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils no wetting.** In: ICSMFE, 4, London. Anais, v.1, p. 316-319, 1957.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse of grain structure”.** In: Regional Conference for African on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, 99, 105p, 1975.

LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.J. **Determination of collapse potential of soils.** Geotechnical Testing Journal, ASTM, v. 11, n. 3, p. 173 -178, 1988.

MACHADO, S.L. **Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada.** Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1995.

MARTINS, A.P.S. **Estudo da influência das interações físico – químicas no comportamento mecânico de dois solos tropicais do município de Ouro Preto – MG.** Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.

NAKAZAWA, V.A.; DINIS, N.C. & FREITAS, C.G.L. **Carta Geotécnica do Estado de São Paulo**. Escala 1: 500000. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT, 2v., 1994.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Editora Vilibor, 1996.

OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO S.N.A. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Editora Pini, p.57 – 67, 1998.

OLIVEIRA, J.B. **Mapa Pedológico do Estado de São Paulo: legenda expandida**. Campinas: Instituto Agrônomo de Campinas – IAC, 64 p. + 4 mapas, 1999.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PONCANO, W.L.; BISTRICHI, C.A. & CARNEIRO, C.D.R. **Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT, 2v., 1981.

REGINATTO, A.R. & FERRERO, J.C. **Collapse potential of soils and soil –water chemistry**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Proceedings, v 2.2, p. 173 – 183, 1973.

REZNIK, Y.M. **Discussion of “Determination of collapse of soils”**. Geotechnical Testing Journal, ASTM, v.12, n.3, p. 248-249, 1989.

RODRIGUES, R.A. **A influência do esgoto doméstico como fluido de saturação no colapso de um solo arenoso**. Dissertação (Mestrado). Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP (2003).

RODRIGUES, R.A. & LOLLO, J. A. **Características estruturais, fisiográficas e mecânicas de dois perfis de solos colapsíveis de Ilha Solteira – SP, Brasil**. Revista Solos e Rochas, v. 27, n.2, p. 131-146, 2004.

SILVA, A.M. **Banco de dados de curva de retenção de água de solos brasileiros**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2005.

THULER, R.B. **Estudo de solos do estado do Rio de Janeiro para aplicação em rodovias de baixo volume de tráfego**. Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.

VARGAS, M. **The concept of tropical soils**. In: 1st Int. Conf. Geomec. Tropical Soils, Brasília, v.3, p. 101-134, 1985.

VIANNA, A.P.F. **Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não saturado**. Tese (Doutorado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2005.

VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. **Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro. Anais, v.1, p. 209-224, 1981.

WOLLE, C.M.; BENVENUTO, C. & CARVALHO, P.A.S. **Collapsible soils foundations of canals in Central Brazil**. In International Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stocolmo, v. 1, p. 277-280, 1981.