Campus de São Carlos

**Comportamento de um solo colapsível
inundado com líquidos de diferentes
composições químicas.**

NORIVAL AGNELLI

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

✓

**COMPORTAMENTO DE UM SOLO COLAPSÍVEL
INUNDADO COM LÍQUIDOS DE DIFERENTES
COMPOSIÇÕES QUÍMICAS.**

NORIVAL AGNELLI

Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do
Título de Doutor em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. José Henrique Albiero

São Carlos
1997

Class.	TESE
Cutt	065
Tombo	T 0076/98

st 0944453

Aos meus companheiros do LIONS CLUBE, do
PANATHLON CLUBE INTERNACIONAL, da SOCIEDADE
ITALIANA DANTE ALIGHIERI, da equipe MASTER de
NATAÇÃO, e aos demais QUERIDOS AMIGOS e
FAMILIARES,

*que compreenderam a minha ausência,
durante a elaboração desta tese,*
externo minha profunda gratidão.
A vocês, dedico o presente trabalho.

AGRADECIMENTOS

Quando começo a pensar em todas as pessoas às quais gostaria de expressar minha gratidão pela ajuda, sugestões e trabalho árduo para tornar esta tese possível, a lista não pára de crescer. Primeiro, gostaria de agradecer à minha esposa, Maria Helena, por criar um ambiente onde pude deixar o fluxo criativo correr a qualquer hora do dia ou da noite, e onde minhas idéias eram recebidas por ouvidos compreensivos.

Ao Prof. Dr. José Henrique ALBIERO, a quem admiro, pela competência e humildade, desde o curso de graduação, quando tive o privilégio de ser seu aluno, e depois, na pós-graduação, na orientação do mestrado e, agora, como orientador dessa tese, passando-me segurança e incentivo a desafios. Vencidas essas etapas, permanece a valiosa amizade.

Aos professores Ademar Lobo, Heraldo Giacheti e Cláudio Ferreira, do departamento de Engenharia Civil da UNESP de Bauru, pelas dúvidas sanadas.

Aos técnicos de laboratório, que muitas vezes avançaram madrugada, em gesto que extrapola o profissionalismo e abraça os sentimentos de amizade e cooperação. São eles, sem os quais esse trabalho não aconteceria: Adriano, Daré, Miltinho, Alemão, Flávio, Tonhão, Israel, Vagner, Figueiredo e Felisberto.

Às secretárias do Departamento de Engenharia Civil da UNESP de Bauru, sempre pacientes e dedicadas, que me honram com a amizade, Maria e Marlene.

Nessa lista de agradecimentos, reserva-se um especial cantinho, ao Prof. Luiz Takashi, que dividiu comigo o árduo enfrentamento das provas de carga, tanto na execução, como nos custos do empreendimento. Foram 3 meses de convivência direta, entre preparação do Campo Experimental, abertura e descida nos poços, montagem dos equipamentos, etc..

A Sra. Yone Pecoraro Mello, e ao Sr. Sebastião Dametto, da UNESP de Araraquara, pelo auxílio na realização dos ensaios de Difração de raios X e Microscopia eletrônica de varredura.

Aos Professores Dr. Nilso Barelli, da UNESP de Araraquara, pelo auxílio na interpretação dos difratogramas; Dr. Ademércio Antonio Paccola, da UNESP de Botucatu, e Dr. Lázaro Valentim Zuquette, da EESC/USP, pelo auxílio na interpretação dos ensaios químicos e Dr. Wilson Conciani, da Escola Técnica Federal de Mato Grosso, pelo auxílio na interpretação da Microscopia eletrônica de varredura.

Ao Prof. Dr. Orêncio Monje Vilar, da EESC/USP, pelas sugestões apresentadas durante a pesquisa.

Ao Prof. Dr. José Carlos Cintra, dedicado coordenador do departamento de Geotecnia, da EESC/USP, agradeço o tratamento cordial que sempre me dedicou.

Agradeço, também, às empresas: CONCREBRÁS, pelo fornecimento do concreto e, FALCÃO BAUER, pela ruptura dos corpos-de-prova de concreto.

Aos amigos, Dennis e Suzana, pelos ensinamentos na área de informática.

E, por último, mas não menos importante, especiais agradecimentos a todos os professores e funcionários do departamento de Geotecnia da EESC/USP, pela saudável convivência.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	v
LISTA DE FOTOS.....	vii
RESUMO.....	viii
ABSTRACT.....	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 Solos colapsíveis.....	5
2.1.1 Conceituação.....	5
2.1.2 Ocorrência de solos colapsíveis.....	6
2.1.3 Estruturas típicas dos solos colapsíveis e o mecanismo de colapso.....	12
2.2 Critérios e ensaios para identificação de solos colapsíveis e mensuração do colapso.....	16
2.2.1 Critérios baseados em índices físicos e limites de Atterberg.....	17
2.2.2 Critérios baseados nos ensaios de adensamento.....	20
2.2.3 Ensaios de campo.....	27
2.3 Influência da composição química e do pH do líquido inundante, no colapso dos solos.....	33
2.4 Alguns ensaios específicos para identificação do solo.....	39
2.4.1 Ensaios químicos.....	39
2.4.2 Microscopia eletrônica de varredura.....	41
2.4.3 Difração de raios X.....	42

3 LOCAL DA PESQUISA.....	43
3.1 A cidade de Bauru (SP).....	43
3.1.1 Caracterização geológico-geotécnica da cidade de Bauru (SP).....	44
3.1.2 Vegetação e clima da cidade de Bauru e região.....	49
3.2 Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).....	53
3.2.1 A implantação do Campo Experimental.....	53
3.2.2 Caracterização geológico-geotécnica do Campo Experimental.....	55
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	58
4.1 Introdução.....	58
4.2 Sondagem de simples reconhecimento (SPT).....	61
4.3 Poço de amostragem.....	61
4.4 Ensaio de laboratório.....	63
4.4.1 Ensaio de caracterização.....	63
4.4.2 Ensaio químicos.....	63
4.4.3 Capacidade de troca catiônica (CTC).....	65
4.4.4 Potencial hidrogeniônico (pH).....	65
4.4.5 Microscopia eletrônica de varredura (M.E.V.).....	67
4.4.6 Difração de raios X.....	68
4.4.7 Ensaio de adensamento.....	69
4.5 Provas de carga.....	74
4.5.1 Serviços preliminares.....	74
4.5.2 Estacas de reação.....	74
4.5.3 Barraca de proteção.....	76

4.5.4	Viga de reação.....	76
4.5.5	Placa.....	77
4.5.6	Torre para transferência do carregamento.....	77
4.5.7	Macaco hidráulico.....	78
4.5.8	Célula de carga.....	79
4.5.9	Indicador de deformações.....	80
4.5.10	Extensômetros mecânicos.....	80
4.5.11	Guias de referência.....	81
4.5.12	Hastes para acompanhamento das deformações.....	82
4.5.13	Talha para serviços diversos.....	83
4.5.14	Abertura dos poços e instalação dos equipamentos.....	84
4.5.15	Aplicação das cargas e leitura das deformações.....	84
4.5.16	Inundação do terreno.....	86
4.5.17	Programação e execução das provas de carga.....	86
4.5.18	Considerações finais sobre as provas de carga.....	88
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	90
5.1	Introdução.....	90
5.2	Sondagem à percussão.....	90
5.3	Ensaio de caracterização.....	92
5.4	Ensaio químicos.....	96
5.5	Microscopia eletrônica de varredura e de transmissão.....	100
5.6	Difração de raios X.....	103
5.7	Ensaio de adensamento.....	105

5.8 Provas de carga.....	113
5.9 Pressões de ruptura do terreno, obtidas por extrapolação das curvas “pressão x recalque”.....	120
5.10 Avaliação do colapso.....	124
5.10.1 Critérios baseados em índices físicos e limites de Atterberg.....	124
5.10.2 Critério de VARGAS (1978).....	125
5.10.3 Constatação do colapso em provas de carga.....	126
6 CONCLUSÕES.....	127
ANEXOS.....	132
ANEXO 1 Boletim de precipitação pluviométrica.....	133
ANEXO 2 Temperatura, umidade e velocidade do ar.....	136
ANEXO 3 Relatório das sondagens de simples reconhecimento.....	149
ANEXO 4 A química de um solo.....	156
ANEXO 5 Água servida, de temperatura e alcalinidade elevadas.....	164
ANEXO 6 Dimensionamento das estacas de reação.....	168
ANEXO 7 Curva de calibração da célula de carga de 200kN.....	170
ANEXO 8 Difração de raios X.....	172
ANEXO 9 Boletim de análise química da água de abastecimento público da cidade de Bauru (SP).....	180
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	182
APÊNDICE.....	195

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Arranjo esquemático de grãos de areia mantidos pela tensão capilar.....	13
FIGURA 2.2 - Arranjo esquemático de partículas de areia circundadas por partículas de argila, produzindo forças eletromagnéticas de superfície.....	14
FIGURA 2.3 - Arranjo esquemático dos “suportes” de argila floculada.....	14
FIGURA 2.4 - Estruturas de solo colapsível, antes e depois da inundação, propostas por CASAGRANDE.....	16
FIGURA 2.5 - Curva “ $e \times \log \sigma$ ” do ensaio de adensamento, com inundação do solo, após aplicação de uma pressão “ σ ”	21
FIGURA 2.6 - Curvas “ $e \times \log \sigma$ ” de ensaios de adensamento “gêmeos”, antes do ajuste (a) e após o ajuste das curvas (b).....	22
FIGURA 2.7 - Curvas de adensamento “ $e \times \log \sigma$ ” e os parâmetros utilizados para determinação do coeficiente de colapsibilidade c	23
FIGURA 2.8 - Curva de adensamento “ $e \times \log \sigma$ ” e os parâmetros utilizados para determinação do potencial de colapso CP	25
FIGURA 2.9 - Provas de carga diretas.....	29
FIGURA 2.10- Provas de carga diretas e o efeito de inundação, em diferentes pressões, na profundidade de 1,00m.....	30
FIGURA 2.11- Provas de carga diretas e o efeito de inundação, em diferentes pressões, na profundidade de 2,00m.....	30

FIGURA 2.12- Provas de carga diretas sobre solo natural, e o efeito da inundação...	31
FIGURA 2.13- Provas de carga diretas sobre solo compactado, e o efeito da inundação.....	32
FIGURA 2.14- Representação esquemática (sem escala) das curvas de compressibilidade “ $\delta \times \log \sigma$ ” de dois solos colapsíveis.....	34
FIGURA 2.15- Efeito de diferentes líquidos de inundação no colapso de argilas porosas.....	35
FIGURA 2.16- Curvas de adensamento e o efeito de inundação a 100kPa, empregando diferentes líquidos. Profundidade de 1,00m.....	36
FIGURA 3.1 - Mapa geológico do Estado de São Paulo.....	45
FIGURA 3.2 - Perfil geológico da região de Bauru (SP)	46
FIGURA 3.3 - Planta parcial da cidade de Bauru e os locais em que se realizaram levantamentos geotécnicos.....	48
FIGURA 3.4 - Comportamento climático da cidade de Bauru (SP) no ano de 1995.....	52
FIGURA 3.5 - Comportamento climático da cidade de Bauru (SP) no ano de 1996.....	52
FIGURA 3.6 - Área parcial do Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP): implantação e pesquisas realizadas.....	54
FIGURA 3.7 - Perfil geológico do poço tubular d’água, do câmpus da UNESP de Bauru (SP).....	55
FIGURA 3.8 - Curvas de SPT, SPTT, CPT e coeficientes de infiltração e de permeabilidade.....	57

FIGURA 4.1 - Locação dos furos de sondagem, poço exploratório, estacas de reação e poços para execução de provas de carga sobre placa....	60
FIGURA 4.2 - Poço exploratório do Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).....	62
FIGURA 4.3 - Seqüência de abertura dos poços, para execução das provas de carga, e a geometria adotada.....	87
FIGURA 5.1 - Variação do índice de resistência à penetração médio N com a profundidade.....	91
FIGURA 5.2 - Difratoograma simplificado do solo situado a 2,00m de profundidade, destacando a presença do quartzo.....	104
FIGURA 5.3 - Difratoograma simplificado do solo situado a 2,00m de profundidade, destacando a presença da caulinita.....	104
FIGURA 5.4 - Curvas de adensamento, sem inundação.....	106
FIGURA 5.5 - Efeito da inundação, a 0kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 1,00m.....	107
FIGURA 5.6 - Efeito da inundação, a 0kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 2,00m.....	107
FIGURA 5.7 - Efeito da inundação, a 0kPa com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 3,00m.....	108
FIGURA 5.8 - Efeito da inundação, a 0kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 4,00m.....	108
FIGURA 5.9 - Efeito da temperatura do líquido inundante, à base de sabão em pó, de pH 11, a 50kPa. Profundidade de 1,00m.....	109

FIGURA 5.10 - Velocidades de deformações do solo em função da temperatura do líquido inundante, à base de sabão em pó, de pH 11, em ensaios de adensamento. Profundidade de 1,00m.....	110
FIGURA 5.11 - Efeito da inundação, a 50kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 3,00m.....	111
FIGURA 5.12 - Provas de carga sobre placa em solo natural. Profundidade: 1,00m.....	114
FIGURA 5.13 - Provas de carga sobre placa em solo natural. Profundidade: 2,00m.....	114
FIGURA 5.14 - Provas de carga sobre placa em solo natural. Profundidade: 3,00m.....	115
FIGURA 5.15 - Provas de carga sobre placa em solo natural. Profundidade: 4,00m.....	115
FIGURA 5.16 - Provas de carga sobre placa em solo natural.....	116
FIGURA 5.17 - Efeito de inundação do solo, com diferentes líquidos. Profundidade: 1,00m.....	118
FIGURA 5.18 - Efeito de inundação do solo, com diferentes líquidos. Profundidade: 2,00m.....	118
FIGURA 5.19 - Efeito de inundação do solo, com diferentes líquidos. Profundidade: 3,00m.....	119
FIGURA 5.20 - Efeito de inundação do solo, com diferentes líquidos. Profundidade: 4,00m.....	119

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Coeficiente de colapsibilidade CI , do código de obras da ex-U.R.S.S.....	19
TABELA 2.2 - Potencial de colapso CP e a gravidade do problema.....	25
TABELA 2.3 - Potencial de colapso I e o grau de severidade do problema....	26
TABELA 2.4 - Coeficiente de colapso i (VARGAS), do canteiro de Ceilândia (Brasília, DF).....	37
TABELA 2.5 - Valores de ϵ_{vc} em função do líquido inundante, empregado em solos sesquioxídicos-cauliníticos microagregados.....	38
TABELA 2.6 - Parâmetros químicos de um solo do município de Bom Jesus da Lapa (BA).....	40
TABELA 3.1 - Dados climáticos da cidade de Bauru (SP) - Anos: 1995 e 1996.....	51
TABELA 4.1 - Escala de acidez do solo, proposta por PRATOLONGO.....	66
TABELA 4.2 - Programação dos ensaios de adensamento.....	70
TABELA 4.3 - pH de alguns produtos químicos de uso doméstico.....	73
TABELA 4.4 - pH da diluição de alguns produtos químicos, de uso doméstico, em água de pH 9,1.....	73
TABELA 4.5 - Programação para execução das provas de carga.....	87
TABELA 5.1 - Propriedades físicas do solo.....	94
TABELA 5.2 - Teor de umidade e massa específica de amostras coletadas nos poços de provas de carga.....	95

TABELA 5.3A-Resultados de ensaios químicos.....	96
TABELA 5.3B-Resultados de ensaios químicos.....	97
TABELA 5.4 - Pressão de pré-adensamento, pressão geostática e razão de pré-adensamento.....	106
TABELA 5.5 - Índices físicos obtidos nos ensaios de adensamento.....	112
TABELA 5.6 - Pressões de ruptura do terreno, com e sem inundação.....	122
TABELA 5.7 - Perda da capacidade de carga devido à inundação com líquidos de diferentes composições químicas, considerando-se as pressões calculadas pelo método de Van der Veen (1953)..	123
TABELA 5.8 - Perda da capacidade de carga devido à inundação com líquidos de diferentes composições químicas, considerando-se as pressões calculadas pelo método de Chin (1970).....	123
TABELA 5.9 - Coeficiente de colapso k , determinado com base em índices físicos e limites de Atterberg.....	124
TABELA 5.10-Coeficiente de colapso estrutural i de VARGAS.....	125
TABELA 5.11-Influência do líquido inundante no colapso do solo, constatada em provas de carga sobre placa.....	126

LISTA DE FOTOS

FOTO 4.1 - Armação empregada numa estaca de reação.....	75
FOTO 4.2 - Esteira utilizada na concretagem das estacas de reação.....	75
FOTO 4.3 - Funil empregado na concretagem das estacas de reação.....	75
FOTO 4.4 - Barraca e equipamentos utilizados nas provas de carga.....	76
FOTO 4.5 - Placa utilizada nas provas de carga.....	77
FOTO 4.6 - Torres empregadas nas provas de carga.....	78
FOTO 4.7 - Macaco hidráulico, célula de carga e rótula utilizados nas provas de carga.....	79
FOTO 4.8 - Extensômetro instalado em uma estaca de reação.....	80
FOTO 4.9 - Bases magnéticas e extensômetros empregados nas provas de carga.....	81
FOTO 4.10- Haste que interliga a placa carregada com o extensômetro, e sua forma de fixação na torre.....	82
FOTO 4.11- Alça utilizada para fixação da haste na torre.....	83
FOTO 4.12- Base da haste fixada na placa, por meio de uma rosca.....	83
FOTO 5.1 - Solo de elevada porosidade, com partículas subangulares, situado a 4,00m de profundidade.....	101
FOTO 5.2 - Partículas da fração silte aglutinadas num grão de quartzo, presentes na profundidade de 4,00m.....	101
FOTO 5.3 - Partículas de silte e argila, com elevada quantidade de microporos, presentes na profundidade de 4,00m.....	102
FOTO 5.4 - Presença da caulinita.....	102

RESUMO

AGNELLI, N. *Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas*. São Carlos, 1997. 205p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Avalia-se o colapso de um solo residual, de comportamento laterítico, para líquidos inundantes de diferentes composições químicas, em profundidades de 1 até 4 metros, empregando-se provas de carga diretas e ensaios de adensamento. Explica-se o fenômeno do colapso, para cada líquido inundante, utilizando-se parâmetros obtidos em ensaios de caracterização, difração de raios X, microscopia eletrônica de varredura e ensaios químicos. A pesquisa é desenvolvida no Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP), cujo solo local é uma areia fina argilosa, residual de arenito, enquadrada como Latossolo vermelho escuro a amarelo.

Palavras-chave: Colapso do solo; ensaio de placa; líquido inundante; pH; microscopia eletrônica de varredura e ensaios químicos.

ABSTRACT

AGNELLI, N. *Behavior of a collapsible soil soaked by liquids of different chemical compositions*. São Carlos, 1997. 205p. Thesis (Doctorate) - School of Engineering of São Carlos, São Paulo University.

The collapse of a lateritic residual soil is evaluated, using liquid of different chemical compositions, in depths from 1 to 4 meters, and using plate load and oedometer tests. This work explains the phenomenon of the collapse, for each liquid, employing parameters obtained in characterization tests, X-ray diffraction, scanning electron microscope and chemical tests. The research is developed in the Experimental Field of the Civil Engineering Department of the São Paulo State University (UNESP), at Bauru (SP), where the local soil is residual derived from sandstone, and according to grain size classification it is a clayey fine sand. In the pedological classification it is a dark red to yellow Latosol.

Key-words: Collapse of the soil; plate load; soaking liquid; pH; scanning electron microscope and chemical tests.

1 INTRODUÇÃO

Os solos colapsíveis ocorrem em boa parte do Brasil e de outros países, e têm sido, muitas vezes, a causa de sérios danos ocorridos em edifícios, barragens e diversos outros tipos de obras, conforme relatos presentes na literatura geotécnica. Decorre desses fatos, a importância em se detectar a presença desse tipo de solo e analisar o seu comportamento frente aos agentes que desestabilizam a sua estrutura (intensidade da carga atuante e líquido inundante).

O solo colapsível, em sua condição natural, apresenta elevada porosidade e baixo teor de umidade. As ligações entre suas partículas maiores geralmente ocorrem com a presença de agentes cimentantes, que podem ser óxidos ou hidróxidos de ferro e de alumínio e carbonatos. Essa cimentação, aliada a uma sucção suficientemente elevada, devido ao baixo teor de umidade, confere ao solo, uma resistência adicional, que, no entanto, pode ser anulada com a inundação, levando o solo a um colapso estrutural.

Alguns autores têm estudado a influência da composição química (e do pH) do líquido inundante no comportamento dos solos colapsíveis. Tem sido constatado, que líquidos inundantes, ricos em hidróxidos de sódio, acentuam o valor do colapso do solo, o que parece explicar a magnitude e a velocidade de recalque que sofrem as construções executadas sobre solos colapsíveis, quando estes são encharcados com água de esgoto doméstico, que, normalmente, possui grande quantidade de sabões e detergentes, substâncias essas, ricas em alcalinizantes a base de sódio.

Portanto, torna-se imperioso conhecer a composição química, tanto do líquido inundante, como do solo, objeto da pesquisa.

No presente trabalho, utilizaram-se quatro diferentes líquidos inundantes: uma solução de **ácido muriático em água**, na proporção de 1:100, em volumes, com elevada concentração de ácido clorídrico, resultando pH 3; **água potável**, com pH 7; **etanol**, utilizado como combustível para veículos, com pH 8,6 e uma solução de **sabão em pó em água**, na proporção de 1:80, em volumes, com elevada concentração de hidróxido de sódio, resultando pH 11.

No que se refere ao solo, pesquisou-se o tipo do argilomineral predominante, a forma e o arranjo das partículas maiores, o pH e as quantidades de sílica coloidal, óxido de ferro, óxido de alumínio e cátions trocáveis. Mediante ensaios de caracterização, determinaram-se os índices físicos, granulometria e limites de consistência.

Os **coeficientes de colapso** foram determinados pelos critérios baseados em índices físicos e limites de Atterberg e, mediante os resultados dos ensaios de adensamento e provas de carga diretas.

Não obstante o estudo de **colapsibilidade** tenha sido concentrado nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, vários parâmetros do solo local foram determinados para camadas de até 20 metros de profundidade, com o objetivo de se conhecer melhor o perfil do terreno.

Em laboratórios foram realizados ensaios de caracterização, adensamento, microscopia eletrônica de varredura, difração de raios X e ensaios químicos, produzindo parâmetros que deram sustentação a uma análise segura do comportamento do solo, quando submetido a determinadas pressões e encharcado com líquidos de diferentes composições químicas.

A área pesquisada localiza-se no Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP). Nessa área, como parte da presente pesquisa, executaram-se três furos de sondagem de simples reconhecimento, com 20 metros de profundidade, um poço de amostragem, também com 20 metros de profundidade e 16 (dezesseis) provas de carga diretas, nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, com e sem inundação. Outras pesquisas estão em andamento nessa área, proporcionando um conjunto de relevantes informações, que contribuem significativamente para uma melhor compreensão da geologia e da geotecnia local.

Aproveitando os pontos “pressão x recalque” das provas de carga, o autor determinou a pressão de ruptura provável, ajustando esses pontos às funções matemáticas normalmente utilizadas para provas de carga em estacas, onde a pressão de ruptura é obtida pela assíntota à função adotada. Uma das funções foi a mesma utilizada por Van der Veen (1953), e, a outra, foi a mesma empregada por Chin (1970). O ajuste foi feito com a técnica da regressão linear. Os resultados obtidos foram bastante interessantes para se avaliar a influência da composição química do líquido inundante nos valores da pressão de ruptura do solo.

Por fim, o autor julga de relevante importância deixar, na forma de Anexos, uma série de documentos; uns, servindo de subsídios para cálculos, outros, com conteúdo meramente complementar ao que se abordou em certos itens e, alguns, com valor simplesmente de comprovação oficial do que se informou ao longo do trabalho.

E, em seguida aos Anexos, o autor apresenta um estudo comparativo entre resultados de 6 (seis) provas de carga lenta e de 4 (quatro) provas de carga rápida, aproveitando dados disponíveis de pesquisas de sua autoria, realizadas no referido Campo Experimental. Esse estudo comparativo não faz parte dos objetivos desse trabalho, e, por isso mesmo, está sendo apresentado na forma de Apêndice, acreditando-se que esse material possa servir de apoio para futuros estudos dessa natureza.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A bibliografia consultada serviu para ampliar conhecimentos, gerar idéias e, em muitos casos, sugerir outros passos, não contemplados inicialmente no plano de estudo, mas que se tornaram importantes à luz de novas técnicas que se consolidam no meio geotécnico e que dão melhor suporte para análise e interpretação do assunto em foco.

As teses, dissertações e artigos consultados, referem-se ao estudo do colapso de solos e às técnicas de ensaios de laboratório e de campo, recomendados para identificar e mensurar esta importante feição de um material que, dentre tantas nobres funções, serve de apoio às obras de engenharia.

Essa revisão está dividida em quatro seções, sendo que a primeira traz conceitos referentes aos solos colapsíveis, apontando locais de ocorrência e definindo estruturas típicas e mecanismos de colapso. A seção seguinte aborda critérios e

ensaios para identificação de solos colapsíveis e mensuração do colapso. Na terceira seção, são citadas obras bibliográficas que versam sobre a influência da composição química e do pH do líquido inundante, no colapso do solo. Por fim, na quarta seção, são mencionados três ensaios que têm auxiliado bastante a identificação estrutural e mineral dos solos colapsíveis, que são os ensaios químicos, microscopia eletrônica de varredura e difração de raios X.

2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

2.1.1 CONCEITUAÇÃO

Existem solos que sofrem uma redução súbita de volume quando experimentam um aumento no seu teor de umidade, sendo esta redução associada a uma perda rápida de resistência e a um desmoronamento estrutural interno. Esses solos são denominados “solos colapsíveis”.

Os solos colapsíveis se constituem numa preocupação dentro da geotecnia, principalmente quando utilizados como camada de suporte das fundações nas construções.

Muitas obras apresentam trincas imediatamente após a infiltração de água no solo. Essa infiltração pode advir do rompimento de condutos de água, de esgoto, e da própria chuva.

A água infiltrada no solo é capaz de gerar uma situação de desequilíbrio, reduzindo a ação dos mecanismos de suporte e fazendo com que os grãos sejam capazes de deslizar, uns em relação aos outros, em direção aos espaços vazios, provocando o colapso da estrutura do solo (DUDLEY, 1970; URIEL & SERRANO, 1973; NUÑEZ, 1975).

De um modo geral, os solos colapsíveis apresentam estrutura macroporosa (alto índice de vazios) e um baixo grau de saturação e, suas partículas, são mantidas em uma posição estruturalmente estável, pela presença de algum vínculo capaz de conferir ao solo uma resistência adicional. A tensão capilar é um dos principais fatores que contribui na resistência temporária dos solos colapsíveis. Segundo

DUDLEY (1970), a magnitude das forças capilares depende do tamanho dos grãos dos minerais, da sua orientação, da natureza dos íons adsorvidos, das suas concentrações, bem como da umidade presente.

Alguns autores subdividem os solos colapsíveis em duas categorias, de acordo com a suscetibilidade do solo ao colapso. REGINATTO & FERRERO (1973) classificam os solos em “verdadeiramente colapsíveis”, quando sofrem alteração de volume apenas com o aumento do grau de saturação, sem aplicação de esforços externos, ou seja, sob tensões devidas somente ao peso próprio. A segunda categoria, proposta por estes autores, seria a dos solos “condicionalmente colapsíveis”, que para sofrerem redução de volume necessitariam de um aumento do grau de saturação e de um carregamento externo, com alteração do estado de tensões inicial.

2.1.2 OCORRÊNCIA DE SOLOS COLAPSÍVEIS

A ocorrência de solos colapsíveis está geralmente associada a depósitos recentes, em climas áridos e semi-áridos, em função do baixo teor de umidade resultante das altas taxas de evaporação, sempre superiores à pluviosidade. Nas regiões onde as estações de seca e de precipitações intensas se alternam, ocorrem condições marcantes para a lixiviação de finos dos horizontes superficiais para os mais profundos, dando origem a solos com estrutura porosa e baixo teor de umidade.

DUDLEY (1970) e VILAR et al. (1981), citam a ocorrência de solos colapsíveis em várias regiões do mundo, com diferentes clima, origem e tipologia, mostrando que o solo colapsível não ocorre exclusivamente em regiões de climas áridos e semi-áridos.

De fato, o solo colapsível está presente em vários países, havendo na literatura geotécnica inúmeros trabalhos publicados sobre ocorrências na África do Sul, Angola, Argentina, Austrália, Brasil, Chile, China, Equador, Espanha, Estados Unidos, França, Ilhas Canárias, Israel, Luanda, Rússia, etc.

DUDLEY (1970) cita a ocorrência desses solos na África do Sul, Austrália, Índia, Rússia e Estados Unidos. Esse mesmo autor, citando Brink e Kantey (1961), descreve a ocorrência de solos colapsíveis, residuais de granito, na África do Sul e Norte da Rodésia e de solos colapsíveis, residuais de arenito, no Sul da Califórnia.

REGINATTO & FERRERO (1973) citam a presença desses solos em Córdoba, na Argentina.

COLLINS & McGOWN (1974), através de microscopia eletrônica, observaram amostras de solos colapsíveis siltosos e arenosos de origem glacial da Suécia, Escandinávia, Ilhas Britânicas, Islândia e Antártida.

BENVENUTO (1982), citando Morrisson (1968) e Sheeler (1968) descreve a ocorrência de *loess* no Alaska, encontrado permanentemente com água intersticial congelada e de solos colapsíveis de origem coluvionar identificados por Holtz e Hilf (1961) na construção de uma barragem em Nevada (USA).

Vale mencionar que o *loess* é um dos solos mais citados na literatura que trata de solos colapsíveis. O *loess* é suscetível ao colapso e trata-se de um solo de grãos finos e de tamanho uniforme, de origem eólica, com baixo grau de saturação, visto reter simplesmente a umidade do ar. É constituído basicamente de partículas de quartzo e feldspato na dimensão de silte, ligadas através de material argiloso (ilita), podendo ocorrer com características mais argilosas ou arenosas, geralmente apresentando baixo peso específico.

O *loess* pode apresentar carbonato de cálcio cimentando as partículas, o que permite a permanência da porosidade elevada.

Os solos *loéssicos* apresentam grande coesão e alta compressibilidade quando comparados com outros solos de granulometria e plasticidade semelhantes.

Os *loess* ocorrem, praticamente por todo mundo: E.U.A. (HOLTZ & HILF, 1961; KANE, 1973; ABELEV, 1975), Israel (ZUR & WISEMAN, 1973), Polônia (GRABOWSKA - OLSZEWSKA, 1988), China (DERBYSHIRE & MELLORS, 1988), conforme levantamento bibliográfico, criteriosamente elaborado por CARVALHO (1994).

CLEVERGER (1956); HOLTZ & HILF (1961) e HOUSTON et al. (1988) citam que, na condição da umidade natural, os *loess* possuem boa resistência ao cisalhamento e podem suportar cargas altas sem sofrerem grandes deformações. Entretanto quando os *loess* tornam-se saturados, a cimentação entre as partículas se dissolve o que provoca uma diminuição de resistência, levando o solo ao colapso.

CLEMENCE & FINBARR (1981) citam ocorrências de solos colapsíveis derivados de cinzas vulcânicas.

No Brasil há muitas ocorrências de solos colapsíveis, que, em muitos casos, têm sido responsáveis pelo surgimento de danos estruturais e funcionais em edifícios, residências, barragens, etc...

QUEIROZ (1960) apresenta um relato das fundações da barragem de terra de Três Marias, em solo poroso.

SCHERRER (1965) relata os recalques de fundação da Barragem de Jurumirim, no rio Paranapanema, ocorridos quando do enchimento do reservatório. Esses recalques atingiram valores de 198mm.

VARGAS (1973) cita a ocorrência de solos porosos nas camadas argilosas terciárias, no Planalto Sul Brasileiro, e que sofrem grandes mudanças de comportamento quando saturados, atribuindo, a eles, a mesma denominação que já vinha sendo adotada em artigos publicados na África do Sul e na Austrália, de "solos colapsíveis".

VARGAS (1977) cita recalques ocorridos em barragens apoiadas em solos porosos, na região Centro-Sul do Brasil.

WOLLE et al. (1978) apresentam resultados de ensaios de adensamento com saturação, em carga, realizados em amostras coletadas ao longo do canal de irrigação do projeto Jaíba, ao norte do Estado de Minas Gerais. Os índices de colapso encontrados mostram um declínio de valores com a profundidade das amostras coletadas.

VILAR (1979) apresenta resultados de ensaios de adensamento realizados em amostras coletadas na cidade de São Carlos (SP), ensaiadas com umidade natural, com saturação inicial ou com saturação após aplicado certo nível de pressões, onde fica evidenciado o caráter colapsível do solo daquela localidade.

ARAGÃO & MELLO (1982) estudaram a colapsibilidade em função da umidade, da densidade e do nível de tensões aplicadas ao solo do município de Petrolina (PE), depois que foram constatadas inúmeras fissuras, trincas e rachaduras em 600 casas de um total de 1200 unidades de um conjunto habitacional construído naquela localidade.

BENVENUTTO (1982) analisa o comportamento de solos colapsíveis do Projeto de Irrigação do Distrito Agro-Industrial de Jaíba, no norte do Estado de

Minas Gerais. Avalia a influência da colapsibilidade sobre os canais principais de distribuição de água para irrigação, sugerindo modificações no projeto original.

GEHLING et al. (1982) realizaram trabalho de caracterização de colapsibilidade de solos porosos encontrados no Planalto Meridional do Rio Grande do Sul, tendo observado nos ensaios de adensamento que só ocorriam variações consideráveis dos índices de vazios, quando da saturação dos solos provenientes de arenito.

GOLOMBEK (1985) relata o caso de vários edifícios em Brasília (DF), apoiados em tubulões, que durante 5 há 10 anos, não sofreram qualquer problema, porém que começaram a sofrer danos estruturais provenientes de recalques, provavelmente em consequência da elevação do lençol freático, devido ao enchimento do lago Paranoá.

LIMA SOBRINHO (1983) realizou ensaios em modelos reduzidos de placas de $30 \times 60 \text{ mm}^2$ sobre amostras indeformadas do solo superficial da cidade de São Carlos (SP), verificando um grande recalque quando da inundação do solo à pressão constante.

FERREIRA & MONTEIRO (1985) executaram vários ensaios em amostras indeformadas, coletadas próximas à Barragem de Ilha Solteira (SP), onde se analisou a influência de inúmeras variáveis no colapso do solo.

NOGUEIRA et al. (1985) apresentam trabalho sobre as características de compressibilidade das areias sedimentares do período cenozóico, alertando sobre o comportamento colapsível desse solo, baseado em resultados obtidos nos laboratórios da Escola de Engenharia de São Carlos (SP).

VILAR et al. (1985) apresentam resultados obtidos em amostras coletadas na região da cidade de São Carlos (SP), destacando, mais uma vez, o caráter colapsível daquele solo.

DA COSTA (1986) constata a existência de solo colapsível na cidade de Uberlândia (MG), tendo realizado ensaios triaxiais em amostras coletadas na área urbana e analisa o grande recalque diferencial ocorrido num edifício residencial, após um vazamento numa tubulação de água sob o edifício.

LOPES (1987) atribui à colapsibilidade do solo, uma série de acontecimentos ocorridos no município de Terra Roxa, no oeste do Estado do Paraná, na noite de 11/5/83, quando houve grande precipitação pluviométrica, de 154mm, em quatro horas, que abalou a cidade. Durante a chuva foram observadas ocorrências de rachaduras de até 100mm, em paredes de alvenaria, inclinações de paredes, quedas de muros, rompimento de encanamentos de água e esgoto, quebras de vidros e azulejos e rachaduras no solo, com dezenas de metros de comprimento. Antes desse trabalho, desenvolvido por Lopes, atribuíam-se essas ocorrências a abalos sísmicos.

CAMAPUM DE CARVALHO et al. (1987) constataram a ocorrência de argila porosa colapsível na cidade de Brasília (DF) e que o fenômeno ocorre quando este tipo de solo sofre infiltração de água proveniente de diferentes fontes: de precipitação pluviométrica; de elevação do nível freático; de fugas de esgoto e de fugas na rede de distribuição. Essas águas apresentam valores de pH compreendidos entre 4 e 9. Os autores investigaram a influência do pH do líquido na colapsibilidade dos solos fazendo uso dos dados experimentais obtidos a partir de ensaios de adensamento. Os autores concluíram que o aumento do pH do líquido inundante tende a intensificar o colapso.

MIRANDA & VANZYL (1989) comparam os resultados dos recalques determinados com a aplicação do método dos elementos finitos, com os observados em duas barragens experimentais, construídas em solo colapsível, quando do primeiro enchimento da represa, tendo obtido uma boa concordância entre os valores.

MENDONÇA (1990) estudando solos colapsíveis do município de Bom Jesus da Lapa (BA) através de ensaios de microscopia eletrônica de varredura, difração de raios X e ensaios físico-químicos concluiu que a estrutura dos solos daquela região é constituída de grãos de quartzo que não se conectam diretamente entre si, mas sim por meio de partículas de caulinita e principalmente de micronódulos dessas partículas e silte, possibilitando, assim, um arranjo tal que confere ao solo a propriedade macroporosa, semelhante às observadas por WOLLE et al. (1981).

AFLITOS et al. (1990) realizaram provas de carga diretas com saturação do solo e em terreno com umidade natural, à várias profundidades, constatando a potencialidade de colapso do solo do Sistema de Irrigação Formoso "A", no município de Bom Jesus da Lapa (BA), a 800km da cidade de Salvador (BA). Esse projeto de irrigação de uma vasta área, levou os técnicos a se preocuparem com o

problema de colapso, devido a grande possibilidade de saturação do solo sob as fundações das várias obras ligadas ao projeto.

CARVALHO & SOUZA (1990) realizaram duas provas de carga diretas a 1m de profundidade e quatro provas de carga em estacas de 6,00m de comprimento, sendo duas à tração e duas à compressão, na área do Câmpus da UNESP, na cidade de Ilha Solteira, no noroeste do Estado de São Paulo. Após a realização, descarregou-se e aplicou-se 1/3 da carga atingida na prova anterior, quando então se deu início ao umedecimento do solo, provocando recalques da ordem de 50mm em todas as provas.

FERREIRA (1991) desenvolveu amplo programa de ensaios laboratoriais para caracterização geotécnica de uma área da cidade de Bauru (SP), constatando o caráter colapsível do solo daquela localidade, pois foram encontradas diferenças significativas nas curvas “ e x $\log \sigma$ ” relativas ao solo em estado natural e após inundado.

LOBO (1991) realizou provas de carga em estacas escavadas e apiloadas, com o terreno natural e após inundação, num setor da cidade de Bauru (SP), verificando a influência do modo executivo das estacas e do encharcamento do solo no valor da carga última. Simultaneamente foi executado um programa de laboratório para caracterizar o solo daquela localidade e verificar a influência da inundação nos parâmetros de resistência e compressibilidade. Foi encontrada no local da pesquisa uma areia fina argilosa, com altos índices de vazios, cujos valores variaram de 0,61 a 0,80 e baixos graus de saturação, variando de 29 a 47,5%. Esses parâmetros indicam que o solo pesquisado é potencialmente colapsível. Esse caráter do solo se confirmou através dos resultados obtidos com a aplicação dos vários critérios de identificação existentes na literatura e, principalmente, por meio das provas de carga realizadas naquela localidade.

AGNELLI (1992) constatou a existência de um solo colapsível no Câmpus da UNESP de Bauru (SP), ao realizar ensaios de laboratório, utilizando amostras deformadas e indeformadas extraídas de metro em metro, de um poço escavado até 12,00m de profundidade. As camadas mais próximas da superfície (até 3,00m) apresentaram altos índices de vazios, com valores variando de 0,89 a 1,05, e baixos graus de saturação, variando de 20,6 a 34,3%. Realizando ensaios de adensamento em amostras desse solo, até a profundidade de 3,00m, o autor constatou que, após umedecimento dos corpos-de-prova, o solo sofria uma perda significativa de

resistência, da ordem de 30%, adotando por base, os valores das pressões de pré-adensamento obtidas nas curvas de adensamento. O solo local apresentou um caráter colapsível, segundo todos os critérios de colapsibilidade adotados pelo autor.

MARIZ (1993) apresenta um estudo de solos do Distrito Federal, da unidade geomorfológica da depressão do Paranoá, concluindo existir no local, solos potencialmente colapsíveis. A autora variou o tipo de líquido inundante, em ensaios de adensamento, mostrando que a variação da química do líquido é fator decisivo na intensidade do colapso.

CINTRA (1995), em sua tese de Livre-Docência, apresenta excelente conteúdo a respeito de solos colapsíveis, e cita inúmeros casos de ocorrência desse tipo de solo, no Brasil e no exterior.

LOBO et al. (1997) relatam a ocorrência de trincas e rachaduras num prédio de abatedouro de aves na cidade de Itapuí (SP), situada à margem direita do rio Tietê, próxima à cidade de Bauru (SP). Esses danos ocorreram em função de recalques diferenciais próximos de 30mm provocados por um vazamento numa tubulação de água de 51mm de diâmetro.

2.1.3 ESTRUTURAS TÍPICAS DOS SOLOS COLAPSÍVEIS E O MECANISMO DE COLAPSO

Para que um solo esteja sujeito à ocorrência do colapso, é necessário possuir uma estrutura altamente porosa e com equilíbrio metaestável entre as suas partículas maiores, além, é claro, de possuir um baixo teor de umidade. Esse estado de equilíbrio (metaestável) assim permanece enquanto nenhum agente externo intervir no sentido de diminuir a resistência adicional e temporária adquirida pelo solo.

O agente externo (geralmente a água) uma vez infiltrado no solo, é capaz de gerar uma situação de desequilíbrio, reduzindo a ação dos mecanismos de suporte e fazendo com que os grãos sejam capazes de deslizar uns em relação aos outros, em direção aos espaços vazios provocando uma intensa redução de volume, que pode ser de forma brusca ou gradativa, e que se denomina colapso da estrutura do solo.

Os principais fatores responsáveis por esse aumento temporário de resistência do solo são as forças capilares, as forças eletromagnéticas de superfície, a concentração de íons e a presença de substâncias cimentantes.

Com a evaporação parcial da água, diminui-se o raio de curvatura dos meniscos formados nos poros do solo, aumentando a pressão capilar, isto é, aumentando as pressões de contato entre os grãos de areia, conforme ilustrado na FIGURA 2.1.

FIGURA 2.1 Arranjo esquemático de grãos de areia mantidos pela tensão capilar (apud DUDLEY, 1970).

Com a adição de água, as pressões capilares são destruídas e a resistência do solo é diminuída, possibilitando a ocorrência do colapso estrutural, manifestado por uma significativa redução do índice de vazios.

Um outro fator responsável por um aumento temporário de resistência do solo é aquele representado pelas forças eletromagnéticas de superfície, que ocorrem em solos onde os grãos maiores (areia e silte) estão circundados por partículas de argila e eventualmente silte (DUDLEY, 1970; ARMAN & THORNTON, 1973; COLLINS & MCGOWN, 1974). Essas forças são atrativas e podem causar uma resistência adicional ao solo.

A FIGURA 2.2 ilustra um possível arranjo intergranular, onde se nota uma disposição paralela das partículas de argila. Essa estrutura quando seca pode apresentar considerável resistência (DUDLEY, 1970).

FIGURA 2.2 Arranjo esquemático de partículas de areia circundadas por partículas de argila, produzindo forças eletromagnéticas de superfície (apud DUDLEY, 1970).

A adição de água torna mais espesso o filme existente entre as partículas, tendendo a distanciá-las. Assim, aumentam as forças de repulsão, com conseqüente redução da resistência do solo, favorecendo o colapso da estrutura.

Outro fator que pode conferir um aumento da resistência do solo, está associado à concentração de íons. As partículas de argila inicialmente dispersas no fluido intersticial, floculam, à medida que o solo inundado vai secando, aumentando a concentração de íons, originando “suportes” de argila, que mantêm juntos os grãos maiores, resultando uma resistência adicional ao solo.

A FIGURA 2.3 ilustra uma possível disposição de partículas associadas aos eletrólitos presentes no fluido intersticial, quando da sedimentação (DUDLEY, 1970).

FIGURA 2.3 Arranjo esquemático dos “suportes” de argila floculada (apud DUDLEY, 1970).

A adição de água produz uma redução na concentração de íons aumentando as forças repulsivas entre as partículas, diminuindo a resistência intergranular e, conseqüentemente, contribuindo para que ocorra o colapso estrutural do solo.

Um outro fator responsável pelo aumento de resistência do solo é a presença de um agente cimentante

A cimentação entre as partículas maiores do solo é proporcionada, principalmente, pelos óxidos de ferro e carbonatos.

Ao se adicionar água no solo o agente cimentante é dissolvido, causando quebra na resistência intergranular e tornando a estrutura colapsível.

O processo de colapso ocorre de forma quase imediata e coincide com a entrada de líquido no solo, enquanto que a consolidação (adensamento), apresenta uma redução do índice de vazios resultante da expulsão da fase líquida dos poros em função do tempo.

O colapso ocorre devido a uma diminuição na resistência ao cisalhamento localizada nos vínculos que mantêm a estrutura inicial dos solos colapsíveis, sendo em alguns casos necessário um acréscimo de sobrecarga, aumentando assim as tensões tangenciais nos contatos, entre as partículas. A forma como ocorre o colapso e o novo estado de tensão-deformação estão diretamente relacionados com as características estruturais e a história de tensões dos solos colapsíveis.

Segundo MARIZ (1993), nos casos em que o efeito da capilaridade é responsável pelo aumento temporário da resistência à deformação do solo, a entrada de água provoca uma redução na sucção, diminuindo a sua resistência efetiva local e, conseqüentemente, a sua resistência ao cisalhamento, ocorrendo uma “ruptura local”, onde os grãos deslizam por sobre os vizinhos, ocupando os vazios existentes, provocando um rearranjo na estrutura, e em grande escala uma brusca redução de volume do solo.

De acordo com JENNINGS & KNIGHT (1957), solos com estrutura constituída de vínculos de argila, ao serem carregados sob umidade natural, se mantêm sem uma mudança expressiva e o vínculo entre os grãos pode resistir à compressão sem permitir movimentos relativos dos grãos maiores, havendo certa redução de volume em função da compressão desses finos. A FIGURA 2.4a mostra

um esquema dessa estrutura ao ser carregada, estando o solo com a sua umidade natural.

Entretanto, se o solo é carregado e, ao mesmo tempo, sofre um aumento de umidade, os vínculos atingem um estado de baixa resistência às forças intergranulares, resultando em colapso estrutural. A FIGURA 2.4b mostra o estado em que pode se reduzir esse tipo de estrutura, quando o solo é carregado após a inundação.

a) Estrutura carregada antes da inundação; b) Estrutura carregada após a inundação.

FIGURA 2.4 Estruturas de solo colapsível antes e depois da inundação propostas por Casagrande, 1932 (apud JENNINGS & KNIGHT, 1957).

2.2 CRITÉRIOS E ENSAIOS PARA IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS E MENSURAÇÃO DO COLAPSO

Os solos colapsíveis podem ser identificados por meio de diversos métodos, sendo que alguns deles fornecem apenas informações qualitativas, enquanto outros fornecem a magnitude do colapso. Embora existam diversos métodos citados na literatura geotécnica, nessa revisão bibliográfica serão mencionados apenas os três que foram aplicados na presente pesquisa. São eles:

- Critérios baseados em índices físicos e limites de Atterberg;
- Ensaio de adensamento;
- Ensaio de campo (provas de carga diretas).

2.2.1 CRITÉRIOS BASEADOS EM ÍNDICES FÍSICOS E LIMITES DE ATTERBERG

Esses critérios fornecem apenas informações qualitativas do fenômeno e não consideram em suas análises o efeito das tensões aplicadas, da natureza dos contatos entre grãos, da cimentação, da gênese e da constituição do solo (HOUSTON et al., 1988).

a) CRITÉRIO DE DENISOV (1951)

DENISOV (1951), apud FEDA (1966), propõe a utilização de um coeficiente de subsidência (**K**), com base na relação entre o índice de vazios do solo no limite de liquidez (e_l) e o índice de vazios do solo no estado natural (e_o):

$$K = \frac{e_l}{e_o}$$

O autor desse critério especifica que valores de **K** entre 0,50 e 0,75, indicam solos altamente colapsíveis e, entre 1,50 e 2,00, solos não colapsíveis.

Ainda, com referência a esse critério, NOWATZKI (1985) propõe, para o intervalo $0,75 < K < 1,50$, classificar o solo como moderadamente colapsível.

b) CRITÉRIO DE PRIKLONSKIJ (1952)

PRIKLONSKIJ (1952) apud NORTHEY (1969), sugere um parâmetro **K_d**, calculado em função dos limites de Atterberg (**LL** e **LP**) e do teor de umidade **W_s**, que teria o solo se saturado a volume constante:

$$K_d = \frac{LL - W_s}{LL - LP}$$

De acordo com o autor desse critério, os solos são colapsíveis quando K_d apresenta valores negativos. Os solos não colapsíveis apresentam K_d superior a 0,5 e, quando superior a unidade, os solos são considerados expansivos.

c) CRITÉRIO DO CÓDIGO DE CONSTRUÇÕES DA EX - U.R.S.S.
(1962)

NORTHEY (1969) e NUÑEZ (1975) relatam o critério baseado no código de construções da ex- U.R.S.S. (1962), em que é definido um parâmetro λ em função do índice de vazios do solo no estado natural (e_0) e do índice de vazios que o solo apresenta quando se encontra no estado limite de liquidez (e_L), admitindo o solo estar saturado nesse estado. Por esse critério tem-se:

$$\lambda = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$$

Esse critério é aplicado para solos com grau de saturação menor que 60%. Por esse critério, os solos são classificados como colapsíveis se λ for maior que -0,1 e como expansivos se λ for menor que -0,3.

d) CRITÉRIO DE GIBBS & BARA (1962)

GIBBS & BARA (1962), apud KNODEL (1981), indicaram um coeficiente de subsidência K , semelhante ao do critério de Denisov:

$$K = \frac{W_s}{LL}$$

onde W_s é o teor de umidade do solo quando saturado.

Por esse critério os solos colapsíveis apresentam K maior que a unidade.

e) CRITÉRIO DE FEDA (1966)

FEDA (1966) apud NUÑEZ (1975) propõe um parâmetro **K**, calculado em função do teor de umidade que teria a amostra caso fosse saturada a volume constante (W_0/Sr_0), que equivale ao W_s do critério de Prikloński.

$$K = \frac{\frac{W_0}{Sr_0} - LP}{LL - LP}$$

Por esse critério, os solos que apresentam grau de saturação menor que 60%, são chamados de colapsíveis ou subsidentes se o valor de **K** for maior que 0,85.

f) CRITÉRIO DO CÓDIGO DE OBRAS DA EX- U.R.S.S. (1977)

Segundo REZNIK (1989), por esse critério o solo é considerado colapsível quando o grau de saturação for menor que 80% e o coeficiente de colapsibilidade **CI** for menor que os valores da TABELA 2.1.

$$CI = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0}$$

onde, e_0 é o índice de vazios inicial da amostra no estado natural e e_l é o índice de vazios quando o solo se encontra no estado limite de liquidez.

TABELA 2.1 Coeficiente de colapsibilidade **CI**, do código de obras da ex- U.R.S.S., 1977 (apud CARVALHO, 1994).

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

2.2.2 CRITÉRIOS BASEADOS NOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO

São critérios que levam em conta o efeito das tensões aplicadas, da cimentação intergranular e do teor de umidade natural, podendo fornecer, além de informações qualitativas, valores prováveis de recalques provocados por colapso estrutural do solo.

DENISOV (1951) apud NORTHEY (1969), propôs a utilização do ensaio de adensamento, com inundação do corpo-de-prova em determinadas pressões, definindo os seguintes coeficientes de subsidência:

$$R_i = \frac{e_{\sigma n} - e_{\sigma i}}{1 + e_{\sigma n}}$$

$$R_{\sigma} = \frac{e_0 - e_{\sigma n}}{1 + e_0}$$

$$R_t = \frac{e_0 - e_{\sigma i}}{1 + e_0}$$

- onde:
- R_i - coeficiente de subsidência devido à inundação;
 - R_{σ} - coeficiente de subsidência devido a uma pressão σ ;
 - R_t - coeficiente de subsidência total;
 - $e_{\sigma n}$ - índice de vazios na pressão σ após estabilização das deformações e imediatamente antes da inundação;
 - $e_{\sigma i}$ - índice de vazios na pressão σ , após inundação e estabilização das deformações;
 - e_0 - índice de vazios inicial do solo no estado natural.

A FIGURA 2.5 mostra a posição dos índices de vazios, em relação à curva de adensamento, utilizados no cálculo dos coeficientes de subsidência de DENISOV (1951).

FIGURA 2.5 Curva “e x log σ ” do ensaio de adensamento com inundação do solo após aplicação de uma pressão “ σ ” (apud DENISOV, 1951).

JENNINGS & KNIGHT (1957) descreveram um ensaio de adensamento realizado em corpos-de-prova “gêmeos” ou seja, “idênticos”; um inundado desde o início do ensaio e outro mantido com o teor de umidade natural até o final do ensaio.

De acordo com os autores, os dois corpos-de-prova são inicialmente submetidos a um pequeno carregamento de 10kPa durante 24 horas, mantidos com umidade natural. Em seguida um deles é inundado por 24 horas e o outro é mantido por este mesmo tempo na umidade natural. Após esse estágio, os corpos-de-prova são normalmente carregados, com a aplicação de incrementos de carga dobrados a cada 24 horas. Após o ensaio, são traçadas as curvas “e x log σ ”, correspondentes aos dois corpos-de-prova.

A FIGURA 2.6 mostra, esquematicamente, os resultados de ensaios de adensamento realizados em dois corpos-de-prova extraídos de uma mesma amostra (ensaio “gêmeos”), um deles mantido com a umidade natural (N), do início até ao final do ensaio, e, o outro, com inundação (I), desde o início do carregamento. A FIGURA 2.6 (a) mostra as curvas de compressibilidade antes de serem ajustadas e a FIGURA 2.6 (b) mostra as mesmas curvas, porém, ajustadas, ambas iniciando num ponto comum, de coordenadas (e_0 ; σ_v), sendo e_0 o índice de vazios inicial e σ_v a pressão vertical geostática aplicada na camada de onde se extraiu a amostra.

FIGURA 2.6 Curvas de compressibilidade “ $e \times \log \sigma$ ”, de ensaios de adensamento “gêmeos”, antes do ajuste (a) e após o ajuste das curvas (b) (apud JENNINGS & KNIGHT, 1957).

REGINATTO & FERRERO (1973) propuseram um critério para a previsão da potencialidade de colapso de um solo, definindo um coeficiente de colapsibilidade **C**. Esse critério é baseado nos resultados do ensaio de adensamento, empregando-se corpos-de-prova “gêmeos”, conforme método preconizado por JENNINGS & KNIGHT (1957). O critério avalia se o solo é condicionalmente colapsível, verdadeiramente colapsível ou não colapsível.

Por esse critério, o coeficiente de colapsibilidade **C** é calculado pela fórmula:

$$C = \frac{\sigma_{fi} - \sigma_v}{\sigma_{fn} - \sigma_v}$$

onde: σ_{fi} - pressão de fluência do solo inundado;
 σ_{fn} - pressão de fluência do solo no estado natural;
 σ_v - pressão vertical geostática.

A FIGURA 2.7 mostra as curvas de compressibilidade “ $e \times \log \sigma$ ” do ensaio de adensamento de corpos-de-prova “gêmeos”, com destaque para os parâmetros utilizados no cálculo do coeficiente de colapsibilidade c , de acordo com REGINATTO & FERRERO (1973).

FIGURA 2.7 Curvas de adensamento “ $e \times \log \sigma$ ” e os parâmetros utilizados para determinação do coeficiente de colapsibilidade C (apud REGINATTO & FERRERO, 1973).

As pressões de fluência σ_{fi} e σ_{fn} são determinadas da mesma forma que a tensão de pré-adensamento, pelo método de Casagrande. O solo é considerado normalmente adensado quando $\sigma_{fn} = \sigma_v$. Em geral tem-se $\sigma_{fn} \geq \sigma_v$.

Se $\sigma_{fi} < \sigma_v$, ($c < 0$), o solo não suporta nem o próprio peso quando inundado e, nesse caso, denomina-se verdadeiramente colapsível.

Se $\sigma_{fi} > \sigma_v$, ($0 < c < 1$), o solo é condicionalmente colapsível. Nesse caso o colapso ocorrerá ou não dependendo do estado de tensão que atua no solo. Se a tensão total vertical final, após a imposição das cargas no terreno, σ , for menor que σ_{fi} , não ocorrerá o colapso com aumento do grau de saturação do solo. Se

$\sigma_{fi} < \sigma < \sigma_{fn}$, o colapso ocorrerá quando o solo for inundado após o carregamento. Se $\sigma > \sigma_{fn}$, o colapso ocorrerá mesmo sem inundação do solo.

Se $\sigma_{fi} = \sigma_{fn}$, ($c = 1$), o solo não é colapsível, visto que o acréscimo no teor de umidade não altera a pressão de fluência do solo.

Em solos colapsíveis sempre $\sigma_{fn} > \sigma_{fi}$.

A respeito desses estudos, os autores REGINATTO & FERRERO (1973), concluíram que, para os solos, por eles estudados, existe um valor para a tensão, acima do qual as deformações crescem consideravelmente. Entretanto este valor de tensão não pode ser considerado como tensão de pré-adensamento porque ele varia com o grau de saturação e com o tipo do fluido que está saturando o solo. Além disso, nesse caso, a melhor habilidade do solo de suportar cargas em níveis de tensões acima desse valor limite não é devido a história de tensões, mas devido à cimentação intergranular. Os autores citados propõem que seja usado o termo “pressão de colapso” para definir esta pressão limite na análise dos solos colapsíveis. JENNINGS & KNIGHT (1957) também afirmam que o colapso ocorrido quando as tensões superam este valor limite se deve a ruptura do material intergranular (material cimentante) que une as partículas e pode ser devido a películas argilosas ou cimentos naturais, como o óxido de ferro (MARIZ, 1993).

JENNINGS & KNIGHT (1975) definem o potencial de colapso **CP** com base no ensaio de adensamento simples, onde o corpo-de-prova é carregado, por estágios de carga dobrada, mantida a umidade natural, até atingir 200kPa, e, então, é inundado, sendo mantido neste estágio por 24 horas (FIGURA 2.8). A partir daí o potencial de colapso **CP** é definido por:

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_o} \times 100\%$$

$$\text{ou } CP = \frac{\Delta H_c}{H_o} \times 100\%$$

onde: Δe_c - variação do índice de vazios do corpo-de-prova devido ao colapso;
 e_o - índice de vazios inicial;
 ΔH_c - variação da altura do corpo-de-prova devido ao colapso;
 H_o - altura inicial do corpo-de-prova.

FIGURA 2.8 Curva de adensamento “e x logσ” e os parâmetros utilizados para determinação do potencial de colapso **CP** (apud JENNINGS & KNIGHT, 1975).

Os autores correlacionam valores de **CP** com o comportamento esperado da obra com relação ao colapso, com base em experiências anteriores, conforme se observa na TABELA 2.2.

TABELA 2.2 Potencial de colapso **CP** e a gravidade do problema de uma obra segundo JENNINGS & KNIGHT (1975) (apud CLEMENCE, 1985).

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

VARGAS (1978) propôs um coeficiente de colapso estrutural i calculado de forma idêntica ao coeficiente de subsidência de DENISOV (1951), ou seja:

$$i = \frac{e_{\sigma n} - e_{\sigma i}}{1 + e_{\sigma n}}$$

Por esse critério, Vargas considera que o solo é colapsível quando $i > 0,02$.

LUTENEGGER & SABER (1988) propuseram um coeficiente para se determinar o potencial de colapso I de um solo. Por esta proposta, o corpo-de-prova é carregado na umidade natural até uma tensão de 300kPa ou outro nível de tensão mais adequado e, em seguida, inundado com água destilada ou outro líquido de interesse. As deformações são registradas até a estabilização das leituras, sendo I calculado da mesma forma em que se definiram os coeficientes R_i (DENISOV, 1951) e i (VARGAS, 1978):

$$I = \frac{e_{\sigma n} - e_{\sigma i}}{1 + e_{\sigma n}}$$

A TABELA 2.3 mostra a correlação entre o grau de severidade do problema e o potencial de colapso I .

TABELA 2.3 Potencial de colapso I e o grau de severidade do problema (apud LUTENEGGER & SABER, 1988).

I (%)	Severidade do Problema
2	Leve
6	Moderada
10	Alta

AGNELLI (1992) trabalhando com amostras indeformadas extraídas de metro em metro, de um poço exploratório, com 12,00m de profundidade, aberto no Câmpus da UNESP de Bauru (SP), constatou que nos ensaios de adensamento, com inundações em diferentes estágios de carregamento, o solo exibiu um comportamento de deformação semelhante ao constatado nas provas de carga, também executadas

pelo mesmo autor, na referida área, o que permitiu definir correlações entre deformações obtidas em laboratório e o colapso observado no campo.

CARVALHO (1994) em sua Dissertação de Mestrado, comparando as deformações resultantes do ensaio de adensamento simples, com as deformações do ensaio de adensamento duplo (corpos-de-prova “gêmeos”), observou que os blocos possuem comportamentos diferenciados, não se concluindo nenhuma tendência. A autora conclui que “as variações encontradas apenas ressaltam as dificuldades de correlação entre os dois ensaios uma vez que eles são bastante influenciados pela anisotropia das amostras e pelo fundamento teórico do mecanismo de ensaio, ou seja, no ensaio duplo considera-se que o comportamento do solo inundado independe da carga sob a qual o solo foi submetido à inundação. Entretanto, as diferenças encontradas não apresentam motivos para desconsiderar um ou outro ensaio”.

Por fim, a respeito dos ensaios de adensamento, pode-se afirmar, com base em vários trabalhos apreciados nesta revisão bibliográfica, tratar-se de um recurso válido como indicador do comportamento colapsível de um solo, não obstante existir a possibilidade de ocorrerem falhas na extração da amostra indeformada (amolgamento ou alívio), problemas na preparação do corpo-de-prova (perda de umidade, por exemplo); falhas no mecanismo de operação das prensas de adensamento; a falta de um controle absoluto da umidade natural do corpo-de-prova durante a realização do ensaio; problemas com a pedra porosa, e assim por diante.

2.2.3 ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo, normalmente, são executados com o solo em sua condição natural, no que diz respeito ao seu arranjo estrutural e teor de umidade.

Têm sido citados na literatura, como ensaios de campo, o uso do CPT - Cone Penetration Test (REZNIK, 1989) ; o expansocolapsômetro (FERREIRA, 1993), o uso do SPT - Standard Penetration Test (MILEVSKI, 1988), o emprego do SPTT – Standard Penetration Test complementado com medidas de Torque (DÉCOURT & QUARESMA FILHO, 1994) e as provas de carga, em estacas e sobre placas, citadas por diversos autores na literatura geotécnica.

Considerando-se que nessa pesquisa utilizou-se, como ensaios de campo, apenas o SPT e a prova de carga sobre placas, e levando-se em conta que o SPT é um ensaio bastante citado na literatura geotécnica, restringir-se-á, esta seção da revisão, a citação apenas das obras bibliográficas que se referem ao ensaio de placa.

A prova de carga direta, também conhecida por ensaio de placa, se constitui em um ensaio de compressão feito diretamente na superfície ou em determinada profundidade do terreno.

Pode-se admitir que tal ensaio, face a sua simplicidade, seja multissecular na história da Engenharia (BARATA, 1984).

No Brasil, um dos trabalhos mais antigos sobre o assunto, é de autoria de CUNHA (1920), que realizou vários experimentos em terrenos para o estudo de fundações.

Como obras estrangeiras, são pioneiras, neste século, as publicações de ENGER (1916), GOLDEBECK (1925), TERZAGHI (1925 e 1932), PIHERA (1927), PRESS (1930) e TERZAGHI & PECK (1948).

A prova de carga direta pode fornecer resultados bastante confiáveis referentes a capacidade de carga do solo e recalques imediatos que o mesmo pode sofrer. Todavia, o sucesso da realização de uma prova de carga direta dependerá de um bom planejamento da pesquisa, de uma adequada organização do local de ensaio, da metodologia de execução e, evidentemente, da precisão dos equipamentos utilizados.

No Brasil, os procedimentos adotados numa prova de carga direta, estão previstos na NBR 6489, de dezembro de 1984.

CARVALHO & SOUZA (1990) apresentam os resultados de duas provas de carga diretas realizadas na cidade de Ilha Solteira (SP), a 0,60m da superfície do terreno, em solo areno-argiloso, onde os autores constataram o caráter colapsível daquele solo. Primeiramente realizou-se uma prova de carga com o solo em sua umidade natural, levando-se até a ruptura (cerca de 90kN). A seguir, realizou-se uma prova de carga com carregamento progressivo até atingir um valor correspondente a um terço da carga máxima obtida no ensaio anterior. Estabilizados os recalques, deu-se início a colocação de água no solo adjacente à placa, e, como consequência, houve um início imediato de recalques, caracterizando um estado de colapso da estrutura do solo. A FIGURA 2.9 mostra a intensidade do colapso constatado pelos autores.

FIGURA 2.9 Provas de carga diretas (apud CARVALHO & SOUZA, 1990).

AGNELLI (1992) em sua Dissertação de Mestrado, cita uma série de 12 (doze) provas de carga diretas realizadas no Câmpus da Unesp de Bauru (SP), empregando uma placa de 0,80m de diâmetro, em um solo constituído de areia fina argilosa. O autor realizou 06 (seis) provas de carga na profundidade de 1,00m, sendo 03 (três) com o terreno em seu estado natural de umidade e 03 (três) outras com inundação do solo. Idêntico programa foi executado na profundidade de 2,00m. Empregou-se água do abastecimento público com pH 9,1, para inundação do terreno. As provas de carga foram executadas conforme procedimentos previstos na NBR 6489, e os resultados evidenciaram o caráter colapsível do solo estudado. As FIGURAS 2.10 e 2.11, mostram o efeito de inundação do terreno com diferentes pressões, para as profundidades de 1,00m e 2,00m, respectivamente. Mediante essas figuras, constata-se que o recalque, devido ao colapso, cresce exponencialmente com o aumento da tensão de inundação. Assim, para um certo recalque máximo aceitável pela estrutura, corresponderia uma tensão crítica de colapso.

FIGURA 2.10 Provas de carga diretas e o efeito de inundação, em diferentes pressões, na profundidade de 1,00m (apud AGNELLI, 1992).

FIGURA 2.11 Provas de carga diretas e o efeito de inundação, em diferentes pressões, na profundidade de 2,00m (apud AGNELLI, 1992).

SOUZA & CINTRA (1994) realizaram quatro provas de carga diretas sobre placa, com diâmetro de 0,80m, apoiada numa profundidade de 0,70m. Primeiramente realizou-se uma prova de carga sem inundação e outra com inundação a 60kPa, resultando as curvas da FIGURA 2.12. Em seguida os autores realizaram duas outras provas de carga sobre o mesmo terreno porém compactado, uma sem inundação e outra com inundação, também a 60kPa, resultando as curvas da FIGURA 2.13. CINTRA (1995), em sua tese de Livre Docência, observando essas duas Figuras, notou que houve um acréscimo de mais de 100% na taxa de trabalho (de 53 para 115kPa) devido à compactação do solo de apoio e a conseqüente redução de 87% do recalque devido ao colapso (de 38,2 para 4,9mm) pela inundação no estágio correspondente a 60kPa.

FIGURA 2.12 Provas de carga diretas sobre solo natural, e o efeito da inundação (apud SOUZA & CINTRA, 1994).

FIGURA 2.13 Provas de carga diretas sobre solo compactado, e o efeito da inundação (apud SOUZA & CINTRA, 1994).

No Brasil, segundo CINTRA (1995), há uma enorme tradição pelo uso da prova de carga lenta, caracterizada pela espera da estabilização dos recalques em cada estágio, e, por isso mesmo, é um ensaio que pode durar 48 horas ou mais, sob condições às vezes adversas de intempéries. Por outro lado, o ensaio rápido, realizado em estágios de duração pré-determinada e com um número bem maior de estágios, permite uma definição mais precisa da curva “carga x recalque”. Além disso, para um mesmo tempo total de duração dos ensaios, pode-se realizar pelo menos o dobro de ensaios rápidos em relação aos ensaios lentos, conclui o autor.

As provas de carga que vêm sendo realizadas ultimamente nos Campos Experimentais da EESC/ USP e UNESP / BAURU, têm sido do tipo “rápida”, com estágios de carregamento de 15 minutos.

2.3 INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO QUÍMICA E DO pH DO LÍQUIDO INUNDANTE, NO COLAPSO DOS SOLOS

Alguns autores têm estudado a influência do valor do pH do líquido inundante no comportamento dos solos colapsíveis.

Tem sido constatado, regra geral, que com o aumento do pH do líquido inundante, acentua-se o valor do colapso do solo, o que parece explicar a magnitude e velocidade de recalque que sofrem as construções executadas sobre solos colapsíveis, quando estes são encharcados com água de esgoto doméstico, que, normalmente possui grande quantidade de sabões e detergentes, substâncias essas de elevada alcalinidade.

MOLL (1975) apresenta um interessante artigo em que se analisa a influência do pH do líquido inundante no comportamento “tensão x deformação” de solos colapsíveis de Córdoba (Argentina). O autor investigou uma formação loéssica, empregando ensaios de adensamento duplo (corpos-de-prova “gêmeos”) e utilizou o critério de Reginatto, que classifica os solos em três categorias: solos não colapsíveis, solos verdadeiramente colapsíveis e solos condicionalmente colapsíveis. Para saturação do solo, o autor empregou os seguintes líquidos:

- água potável (pH entre 6,5 a 6,8), simulando o caso de ruptura de tubulações de abastecimento, infiltrações de águas de jardim, etc.;
- água alcalina (pH entre 8,5 a 9,0), simulando o caso de ruptura de esgoto doméstico, infiltrações de fossas, etc.;
- água ácida (pH entre 5,5 a 5,7) simulando percolação de água de chuva através de terra vegetal.

Nessas condições de inundação, Moll obteve as curvas de compressibilidade, “ $\delta \times \log \sigma$ ”, representadas esquematicamente (no artigo consultado não são citadas as escalas) na FIGURA 2.14, para os dois solos ensaiados. O solo (a) refere-se a um material siltoso, com $IP < 4\%$, enquanto que o solo (b) classifica-se como uma argila siltosa, pouco plástica. Os dois solos possuem pH entre 7,5 e 8,5 (alcalinos).

FIGURA 2.14 Representação esquemática (sem escala) das curvas de compressibilidade “ $\delta \times \log \sigma$ ” de dois solos colapsíveis (apud MOLL, 1975).

Moll constatou os seguintes resultados:

Solo (a) - verdadeiramente colapsível, com os três líquidos;

Solo (b) - pode suportar pressões altas com água potável. É verdadeiramente colapsível com água ácida e condicionalmente colapsível com água alcalina.

Ensaando o líquido e o solo antes e depois de se produzir a saturação, o autor constatou que nos solos há uma diminuição dos sais solúveis, em especial de sais sódicos (**Na**), sendo máxima esta situação com as águas alcalinas, provavelmente pela presença do íon de amônia (**NH₄**). Nos líquidos aparece um considerável aumento de (**Na**) solúvel, com muito pouco aumento de (**Ca**) solúvel, especialmente nos líquidos alcalinos. O pH aumenta, passando em todos os casos a alcalino, mesmo no caso da água ácida. Dessa forma Moll concluiu que o efeito de arrasto de sais solúveis produz a dispersão ou defloculação da fração de argila, ao saturar e que o conteúdo

de sódio (Na) solúvel no solo, e a capacidade de dissolução do sódio pelo líquido inundante, contribuem expressivamente para que ocorra o colapso.

BERBERIAN (1982) relata a prática exercida na execução de fundações na região Centro-Oeste do Brasil, principalmente nas cidades de Brasília (DF), Goiânia (GO) e Campo Grande (MS), enfatizando as suas principais nuances. O autor relata que na região predominam as argilas siltosas lateríticas porosas residuais, com elevados graus de colapsibilidade, provocando, em alguns casos, grandes recalques. No artigo, Berberian mostra o resultado de ensaios de adensamento, em que corpos-de-prova foram inundados com diferentes líquidos. A FIGURA 2.15 mostra curvas de compressibilidade, em que se observa um colapso maior para o corpo-de-prova inundado com águas servidas. Essa mesma Figura, mostra curvas “colapso x profundidade”, em que se constata uma diminuição na porcentagem de colapso com a profundidade e que, o colapso é maior para os corpos-de-prova inundados com águas servidas. Berberian não informa no artigo qual era o valor do pH de cada líquido empregado. Mas está evidente, pelos resultados encontrados, que líquidos de diferentes composições químicas (e certamente, diferentes pH), causam colapsos de diferentes intensidades.

FIGURA 2.15 Efeito de diferentes líquidos de inundação no colapso de argilas porosas (apud BERBERIAN, 1982).

ALBIERO et al. (1986) analisam os recalques ocorridos em um tanque metálico destinado ao depósito de álcool, apoiado sobre solos porosos na região Central do Estado de São Paulo. Os recalques provocaram fissuras na chapa de fundo, resultando na inutilização do referido tanque.

Tratava-se de um tanque com 24,00m de diâmetro, 11,27m de altura e capacidade de 5.000m³. O fundo era constituído de chapas metálicas soldadas de 6,3mm de espessura, apoiado diretamente sobre o solo.

O solo de fundação era composto de uma camada de areia argilosa, fofa, que apresentou em média SPT= 4, até a profundidade de 6,00m.

Os autores analisam vários aspectos de interesse prático e de grande valia para projetos de tanques e silos.

A citação desse artigo, neste capítulo, se deve ao interesse pelos resultados dos ensaios de adensamento realizados em corpos-de-prova preparados a partir de uma amostra indeformada extraída a 1,00m de profundidade.

A FIGURA 2.16 mostra que o álcool causa menores deformações que a água.

Os autores não informam no artigo qual era o valor do pH de cada líquido empregado. De qualquer forma, os resultados mostram diferenças de comportamento das curvas de adensamento, para líquidos com diferentes composições químicas, e, provavelmente, com diferentes valores de pH.

FIGURA 2.16 Curvas de adensamento e o efeito de inundação a 100kPa, empregando diferentes líquidos. Profundidade de 1,00m. (apud ALBIERO et al. 1986).

CAMAPUM DE CARVALHO et al. (1987) analisam a argila porosa da cidade de Brasília (DF), utilizando líquidos de diferentes pH (entre 4 e 9) para inundação dos corpos-de-prova, em ensaios de adensamento, concluindo que quanto maior for o valor do pH, maior será a magnitude do colapso.

Os autores utilizaram três tipos de líquidos: água de chuva, com pH 7; água de abastecimento público, com pH 8,9 e uma mistura de água do abastecimento público com ácido sulfídrico (H_2S), de pH 4. As amostras de solo foram coletadas a 4,00m de profundidade, em canteiros situados nas cidades satélites de Guará e Ceilândia. Os autores observaram que, do canteiro de Guará, nenhum corpo-de-prova sofreu colapso, provavelmente pelo grande conteúdo de argila (58%) e elevado coeficiente de atividade (0,44) apresentados pela amostra. A amostra de Ceilândia, no entanto, exibe um colapso, tanto maior, quanto maior o valor do pH. Na TABELA 2.4 os autores apresentam os valores do coeficiente de colapso i , do canteiro de Ceilândia, calculados pelo critério de VARGAS.

TABELA 2.4 Coeficiente de colapso i (VARGAS), do canteiro de Ceilândia (Brasília, DF) (apud CAMAPUM DE CARVALHO et al., 1987).

Tensão de inundação (kPa)	pH do líquido inundante		
	4,0	7,0	8,9
25	0,007	0,006	0,017
100	0,029	0,032	0,046
200	0	0	0,034

Os autores atribuem o colapso da amostra de Ceilândia ao fato daquele solo apresentar um pH 6,1 (ácido), o que favorece a formação de uma estrutura floculada, mais suscetível ao colapso. Com o aumento do pH do líquido inundante, ocorre uma orientação das partículas, e, conseqüentemente, conduz a amostra ao colapso.

MARIZ (1993) verifica a influência de alguns fatores considerados relevantes no processo de colapso de solos sesquioxídicos-cauliníticos microagregados da região

do Planalto Central. Nesse artigo, analisa-se a influência de diferentes líquidos (água, dimetilsulfóxido e ciclohexano) na magnitude do colapso, realizando diversos tipos de ensaios e, dentre eles, os ensaios de adensamento.

A autora constatou que o colapso do solo foi maior quando se usou a água, como líquido inundante, e que o ciclohexano não causou colapso. A TABELA 2.5 apresenta os valores da deformação específica de colapso (ϵ_{vc}), obtidos pela autora, para duas profundidades, em função dos líquidos utilizados na inundação dos corpos-de-prova.

TABELA 2.5 Valores de ϵ_{vc} (%) em função do líquido inundante, empregado em solos sesquioxídicos-cauliníticos microagregados (apud MARIZ, 1993).

Líquido inundante	Profundidade	
	1,50m	1,80m
água	1,66	13,19
dimetilsulfóxido	0,34	4,93
ciclohexano	0,08	0,10

TEIXEIRA DA CRUZ et al. (1994) analisam a influência de alguns fatores na colapsibilidade de solos porosos em pesquisa contratada pela CESP - Companhia Energética de São Paulo, visando quantificar o colapso do solo durante o enchimento dos lagos de algumas usinas hidroelétricas. Dentre vários fatores analisados, estudou-se também o efeito do pH do líquido inundante na magnitude do colapso. O solo era formado por uma areia pouco argilosa, com $SPT < 4$ até a profundidade de 8,00m.

Nesse trabalho os autores executaram ensaios de adensamento, utilizando líquidos dosados com ácido clorídrico (pH variando de 1 a 5) e dosados com hidróxido de sódio (pH variando de 8 a 13). Mediante os resultados desses ensaios, observou-se que o solo, antes de receber qualquer pressão vertical, ao ser inundado com líquidos de pH 1, 3, 5, 8, 10 e 11, apresentou expansões e, com líquidos de pH 12 e 13, sofreu colapso. As expansões variaram em torno de 1%, enquanto que o colapso atingiu 2,5%, quando se empregou o líquido de pH 13.

Observa-se ainda, nesse trabalho, que o solo, ao ser inundado sob uma pressão de 160kPa, apresentou colapso, cujos valores variaram em torno de 9%, para os líquidos de pH 1, 3, 5, 8, 10 e 11, atingindo, no entanto, um colapso de 14%, quando inundado com o líquido de pH 13.

Por fim, aqueles autores mencionam que o uso de uma solução à base de hidróxido de cálcio, com pH 13, não provoca colapso algum, mas sim expansão.

Os resultados desse artigo, indicam que a magnitude do colapso não depende apenas do pH (concentração de ácidos ou bases), mas também da composição química do líquido inundante.

CAMAPUM DE CARVALHO & PAIXÃO (1994) apresentam uma análise dos principais fatores geradores do colapso dos solos porosos do Distrito Federal, destacando, dentre eles, o tipo do fluido de saturação.

Afirmam os autores que o ácido sulfúrico, formado a partir das águas servidas, agride o óxido de ferro, que é um dos principais cimentos dos solos porosos tropicais, o que pode provocar a quebra estrutural do solo.

2.4 ALGUNS ENSAIOS ESPECÍFICOS PARA IDENTIFICAÇÃO DO SOLO

Com o objetivo de conhecer melhor a estrutura de um solo, têm sido empregados os Ensaio Químicos, a Microscopia Eletrônica de Varredura, e a Difração de Raios X. Esses ensaios indicam a composição mineralógica, a presença de óxidos e sais cimentantes, o argilomineral predominante, o arranjo físico das partículas componentes, etc. E, conhecer a estrutura de um solo colapsível, é de vital importância para compreender melhor os mecanismos do colapso.

2.4.1 ENSAIOS QUÍMICOS

Através dos ensaios químicos determinam-se a quantidade de cátions trocáveis, a capacidade de troca catiônica, o pH, a quantidade de matéria orgânica, a

quantidade de sílica, óxidos de ferro e alumínio, os índices de alteração Ki e Kr, etc. Vários autores têm realizado ensaios químicos em amostras de solos colapsíveis.

MENESCAL (1992) ressaltou que o colapso do solo não é devido somente à existência de uma estrutura porosa. Existem solos que, por sofrerem erosão interna resultante da dissolução e carreamento de partículas no líquido inundante, adquirem uma estrutura instável e, portanto, sujeita ao colapso. Solos que apresentam esse comportamento são denominados dispersivos e são caracterizados, pelo autor, como um tipo particular de solo colapsível. Afirma o autor que “todo solo contendo uma elevada porcentagem de sódio trocável é propenso a ser dispersivo”.

CARVALHO (1994) utilizou ensaios químicos no estudo de solos colapsíveis do Nordeste do Estado de Minas Gerais, constatando tratarem-se de solos ácidos ($\text{pH} < 7$) e com capacidade de retenção de cátions (cálcio, magnésio, potássio e sódio). Observou a autora que os solos estudados têm a predominância do alumínio mais hidrogênio, do cálcio e do magnésio, enquanto que o sódio e o potássio reduzem-se a teores muito baixos. Foi constatado, também, que as amostras estudadas apresentaram baixos valores de capacidade de troca catiônica (CTC), o que caracteriza a presença predominante da caulinita.

MENDONÇA et al. (1994), pesquisaram o solo do município de Bom Jesus da Lapa (BA), executando ensaios químicos. A TABELA 2.6 apresenta os resultados obtidos, onde se constata tratar-se de um solo ácido ($\text{pH} < 7$) e de ter como cátions trocáveis predominantemente, o hidrogênio, o cálcio e o magnésio, enquanto o sódio e o potássio se reduzem a teores bem menores, indicando o estado floculado das partículas coloidais presentes naquele solo. No estudo feito por aqueles autores, observa-se, que os valores encontrados para Ki e Kr, indicam um avançado estágio de intemperismo do solo.

TABELA 2.6 Parâmetros químicos de um solo do município de Bom Jesus da Lapa (BA) (apud MENDONÇA et al., 1994).

pH	pH	cátions trocáveis (mEq/100g de solo)						índice de alteração	
		Ca	Mg	Na	K	Al	H	Ki	Kr
5,70	5,07	3,88	0,51	0,02	0,07	0,52	2,71	1,99	1,60

2.4.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

Nos últimos anos, várias técnicas de microscopia eletrônica vêm sendo desenvolvidas para observação da microestrutura de solos. No caso de solos colapsíveis, o conhecimento da estrutura é de grande importância, haja vista que a estrutura desses solos é um dos fatores associados ao comportamento colapsível.

A Microscopia Eletrônica de Varredura (M.E.V.) constitui-se excelente recurso para a análise da microestrutura de solos colapsíveis, tendo sido empregado por diversos autores, dentre eles WOLLE et al. (1981); BENVENUTO (1982); MENDONÇA (1990); MARIZ (1993); CAMAPUM DE CARVALHO & PAIXÃO (1994); CARVALHO (1994).

MARIZ (1993) realizou um estudo físico-químico-mecânico sobre o colapso de solos residuais sesquioxídicos microagregados do Planalto Central, e, dentre os vários ensaios executados em laboratório, destaca-se o da M.E.V.. As fotos obtidas são típicas de solos microagregados sesquioxídicos com cimentação, mostrando os grandes vazios presentes bem como as formações microagregadas. As fotos mostram uma estrutura descontínua, fenômeno próprio de solos granulares colapsíveis. Em nenhuma das fotos feitas por Mariz é possível distinguir qual o argilomineral presente. De um modo geral, as fotos deixam claramente em evidência a fragilidade da estrutura, parecendo indicar que o material sofreu intensa remoção da fração fina concomitantemente com processos físicos e químicos que levaram à microagregação.

→ CAMAPUM DE CARVALHO & PAIXÃO (1994) utilizaram a M.E.V. para estudar a microestrutura de uma argila porosa da cidade de Brasília (DF), que apresentou microconcreções de argila. Os autores constataram por meio dessa técnica que o solo estudado apresenta ligações intergranulares fortalecidas por sucção e agentes cimentantes (óxidos de ferro e argila). De acordo com os autores, a argila porosa sofre redução de volume com o aumento do teor de umidade proveniente da redução da sucção e do enfraquecimento das ligações cimentícias.

— CARVALHO (1994) estudou solos colapsíveis do nordeste do Estado de Minas Gerais, e, aplicando a M.E.V., verificou que estes solos possuem estrutura constituída de quartzo e torrões de argila, ligados entre si por vínculos de argila, reforçados nos contatos por cimentação de compostos de ferro e alumínio. A autora conclui que o colapso ocorre, provavelmente, pela eliminação da sucção e pelo enfraquecimento da cimentação provocado pelo aumento do grau de saturação do solo.

2.4.3 DIFRAÇÃO DE RAIOS X

Com base na difração de raios X determinam-se os constituintes mineralógicos do solo.

CARVALHO (1994) utilizou ensaios de difração de raios X no estudo de solos colapsíveis do Nordeste do Estado de Minas Gerais, constatando, para as amostras pesquisadas, a presença de quartzo, caulinita, muscovita/ illita, hidróxido de ferro e hidróxido de alumínio. A autora observou que as partículas maiores são de quartzo, enquanto que as menores são predominantemente de caulinita.

CONCIANI (1997) utilizou a técnica de difração de raios X no estudo de solos colapsíveis de duas regiões do Estado de Mato Grosso, observando a presença da caulinita como argilomineral predominante.

3 LOCAL DA PESQUISA

A pesquisa desenvolveu-se no Campo Experimental de Fundações do Departamento de Engenharia Civil da FET (Faculdade de Engenharia e Tecnologia), implantado no Câmpus da UNESP em Bauru (SP).

3.1 A CIDADE DE BAURU (SP)

A cidade de Bauru localiza-se a noroeste da capital do Estado de São Paulo, abrangendo uma área de 702km^2 . O centro da cidade apresenta coordenadas de $22^\circ 21' 30''$ latitude sul do equador e $49^\circ 01' 37''$ longitude oeste de Greenwich.

As altitudes mínima e máxima da cidade correspondem a 499 e 620m.

3.1.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA CIDADE DE BAURU (SP)

A área ocupada pelo município, pertence à Bacia Sedimentar do Paraná, e está inserida no Planalto Arenítico-Basáltico do Estado de São Paulo (Planalto Ocidental), onde o quadro geológico regional é dominado por rochas do Grupo Bauru (Cretáceo Superior), recobrando as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral que afloram em direção ao vale do Rio Tietê.

SOARES et al. (1979) dividem o Grupo Bauru, da base para o topo, nas Formações Caiuá, Santo Anastácio, Adamantina e Marília, sendo que na região da cidade de Bauru ocorrem apenas as Formações Adamantina e Marília.

CAVAGUTI (1981), analisando o solo local, encontrou a Formação Adamantina nas cotas mais baixas, enquanto a Formação Marília aparece nas cotas mais altas.

A Formação Adamantina é constituída por arenitos de granulação média a fina, siltitos arenosos micáceos, arenitos micáceos, argilitos e arenitos conglomeráticos e, raramente, arenitos com nódulos carbonáticos. A fração arenosa é rosada e avermelhada, com boa seleção e arredondamento regular. Sua espessura é muito variável, em função das irregularidades topográficas do substrato, entretanto sua espessura máxima na área é inferior a 200m.

A Formação Marília é constituída por arenitos, conglomerados e lamitos, intercalados entre si. Os conglomerados apresentam seixos de composição variada, geralmente de quartzo, calcedônia, quartzito e arenito e, algumas vezes, de calcáreo e argilito. Esta Formação aflora por toda a região, ocupando, topograficamente, as cotas mais altas (em média, cotas superiores a 540m, em relação ao nível do mar). A espessura máxima dessa Formação, encontrada na área de Bauru, é da ordem de 80 a 90m, embora regionalmente possa atingir 200m, como se constata na região de Gália.

A FIGURA 3.1 mostra o mapa geológico do Estado de São Paulo, destacando a localização da cidade de Bauru, enquanto a FIGURA 3.2 representa um perfil geológico da região em que se localiza a referida cidade.

FIGURA 3.1 - Mapa geológico do Estado de São Paulo (In: Pró-Minério, 1981 - Programa de Desenvolvimento de Recursos Minerais)

FIGURA 3.2 - Perfil geológico da região de Bauru - SP (DAEE, 1976)

FERREIRA (1991) apresenta amplo estudo de caracterização do solo da cidade de Bauru, utilizando amostras deformadas e indeformadas extraídas de metro em metro, em poços escavados em três diferentes pontos da cidade, com profundidades de até 16 metros. Nesses poços exploratórios, encontrou-se um solo de textura bastante homogênea, e que foi classificado, segundo as diferentes metodologias previstas na literatura, em:

- a) quanto a Movimentação dos sedimentos: RESIDUAL DE ARENITO;
- b) quanto a Pedologia: LATOSSOLO VERMELHO ESCURO A AMARELO;
- c) quanto a Granulometria (classificação textural): predominância de AREIA FINA ARGILOSA, ocorrendo em algumas cotas uma areia fina siltosa e, raramente, areia fina silto-argilosa;
- d) quanto a Classificação Unificada: faixa dos SOLOS GROSSOS, classificados como SM - SC, caracterizado por AREIAS FINAS ARGILOSAS E SILTOSAS;
- e) quanto a HRB: SOLO ARENOSO, pertencente ao grupo A-2-4;
- f) quanto a Atividade Coloidal: ARGILA NÃO-ATIVA.

LOBO (1991) estudou o comportamento “carga x recalque” do solo da cidade de Bauru, realizando várias provas de carga em estacas curtas, moldadas *in loco*, constatando que essas estacas sofriam uma perda de 30 a 50% da sua capacidade de carga, quando ensaiadas com prévia inundação do terreno.

GIACHETI (1991) estudou o comportamento dinâmico dos solos que ocorrem num setor da cidade de Bauru, a partir de resultados de ensaios sísmicos “cross-hole” e coluna ressonante. As peculiaridades do comportamento observado foram atribuídas às características genéticas e condição não saturada do solo.

AGNELLI (1992) executou no câmpus da UNESP de Bauru, 12 provas de carga sobre placa rígida de 0,80m, com e sem inundação, constatando, na profundidade de 1,00m, um recalque de 25mm, para uma pressão de 100kPa, sem inundação. Essa mesma camada, inundada sob uma pressão de 50kPa, sofreu um colapso de 26mm. Já, para a profundidade de 2,00m, o recalque de 25mm foi alcançado sob a pressão de 124kPa, sem inundação. Essa mesma camada, inundada sob uma pressão de 67kPa, sofreu um colapso de 10mm.

A FIGURA 3.3 mostra uma planta parcial da cidade de Bauru, onde são indicados os locais 1, 2 e 3, pesquisados por FERREIRA (1991), o local 4, onde desenvolveram-se as pesquisas de LOBO (1991) e GIACHETI (1991), e o local 5, objeto da pesquisa de AGNELLI (1992).

FIGURA 3.3 Planta parcial da cidade de Bauru e os locais em que se realizaram levantamentos geotécnicos (apud FERREIRA et al., 1996).

3.1.2 VEGETAÇÃO E CLIMA DA CIDADE DE BAURU E REGIÃO

A SEMMA - Secretaria Municipal do Meio Ambiente, da cidade de Bauru, em parceria com o IBAMA - Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e Recursos Naturais Renováveis, realizou, em 1996, um levantamento da vegetação existente na região e na cidade de Bauru, sendo os dados publicados no “Jornal da Cidade”, na edição de 09/02/1997.

Com base nos dados levantados, cada bauruense desfruta de, aproximadamente, 39m² de área verde, fazendo parte na composição desse índice, as árvores plantadas nas praças, calçadas e quintais. Esse valor supera, em muito, o estabelecido como índice mínimo pela FAO/UNESCO - Food and Agriculture Organization/United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization, que é de 12m² de área verde para cada habitante.

A região de Bauru apresenta 19.600 hectares de cerradão, 16.100 hectares de cerrado e 30.150 hectares de vegetação natural diversa, incluindo manchas de mata atlântica, como a existente próximo ao município de Agudos, a 16km da cidade de Bauru.

Uma imensa floresta foi introduzida pelas mãos do homem, próximo à cidade de Bauru, formada por 72.400 hectares de eucaliptos e pinhos. O horto florestal, situado dentro da área urbana, com seus 40 hectares de área verde, representa um outro importante conjunto de recursos vegetais, com cerca de 1.200 espécies catalogadas.

A distribuição do cerrado na área urbana de Bauru é de 340 hectares no Parque Ecológico, 200 hectares no Instituto “Lauro de Souza Lima” e 100 hectares ao redor do Câmpus da UNESP. Essas três áreas juntas representam uma mancha contínua de cerrado de 640 hectares, uma das poucas concentrações dessa vegetação natural no Estado.

Segundo a SEMMA, a vegetação local e suas espécies nativas, incluindo árvores com 25 metros de altura, colocam o cerrado bauruense em 5º lugar dentre os cerrados brasileiros, com essas características.

Quanto ao clima, a região está localizada dentro da faixa tropical, apresentando verões chuvosos e invernos secos, com precipitações pluviométricas médias mensais nos meses de dezembro a fevereiro superiores a 200mm, enquanto que nos meses de maio a setembro, as médias mensais raramente ultrapassam os 80mm. As precipitações totais nos anos de 1995 (ano em que precedeu ao período da presente pesquisa) e 1996, foram de 1929mm e 1505mm, respectivamente.

O ANEXO 1 apresenta os valores das precipitações ocorridas na cidade de Bauru, diariamente, no período de 1º de janeiro a 31 de dezembro dos anos de 1995 e 1996.

As temperaturas mais altas ocorrem nos meses de outubro a fevereiro, atingindo valores geralmente superiores a 30°C. Os meses mais frios são junho e julho, com temperaturas mínimas variando de 10 a 15°C e, raramente com valores abaixo de 10°C.

A umidade relativa do ar está normalmente acima de 70% no período de novembro a março, enquanto que nos meses de julho a setembro, o tempo apresenta-se relativamente seco, com umidade relativa média abaixo de 60%.

Os ventos na superfície têm sido de pequena e média intensidades, geralmente não ultrapassando os 3m/s. Ventos fortes, acompanhados ou não de chuvas, ocorrem raramente, no período de setembro a novembro, alcançando valores da ordem de 17m/s.

O ANEXO 2 apresenta valores da temperatura, umidade relativa do ar e velocidade do vento, ocorridos na cidade de Bauru, nos anos de 1995 e 1996.

Utilizando-se os dados constantes no ANEXO 2, foi possível de se calcular a evaporação potencial e a evapotranspiração correspondentes a cidade de Bauru, nos anos de 1995 e 1996. Com os valores da evapotranspiração e da precipitação pluviométrica, determinou-se o balanço hídrico, mês a mês, para os anos de 1995 e 1996. A evaporação potencial foi calculada pelo método de Gangopadhyaya e, a evapotranspiração, pelo método de Thornthwaite. Esses dois métodos são citados por VILLELA, S. M. & MATTOS, A. (1975).

A TABELA 3.1 apresenta os valores da evaporação potencial, evapotranspiração, precipitação pluviométrica e balanço hídrico, mês a mês, para os anos de 1995 e 1996, ocorridos na cidade de Bauru (SP).

TABELA 3.1 Dados climáticos da cidade de Bauru (SP) - Anos: 1995 e 1996.

	Evaporação (mm)		Evapotranspiração (mm)		Precipitação (mm)		Balanço hídrico (mm)	
	1995	1996	1995	1996	1995	1996	1995	1996
Jan	179	155	148	144	323	232	175	88
Fev	90	161	108	126	408	141	300	15
Mar	151	155	118	124	217	218	99	94
Abr	135	198	85	99	173	74	88	-25
Mai	134	138	65	63	78	91	13	28
Jun	163	141	58	50	22	26	-36	-24
Jul	195	187	69	50	51	2	-18	-48
Ago	321	252	102	75	0	22	-102	-53
Set	245	175	84	74	79	158	-5	82
Out	187	197	94	111	175	109	81	-2
Nov	244	204	117	114	118	220	1	106
Dez	210	130	130	137	285	214	155	77
Total	2254	2073	1178	1167	1929	1505	751	338

As FIGURAS 3.4 e 3.5 ilustram o comportamento climático da cidade de Bauru nos anos de 1995 e 1996, respectivamente. Observa-se, por meio dessas duas figuras que, no ano de 1995 houve um balanço hídrico negativo nos meses de junho, julho, agosto e setembro, sendo que no ano de 1996, essa mesma situação se deu nos meses de abril, junho, julho, agosto e outubro. É de se esperar que ao final de um período contínuo de balanço hídrico negativo, o solo local, pelas suas características geotécnicas, apresente, nas camadas mais próximas à superfície, uma resistência maior que aquela que poderá ser constatada ao final de um período de balanço hídrico positivo, pois com o ressecamento, há um aumento da pressão capilar e um endurecimento da cimentação entre as partículas maiores.

FIGURA 3.4 Comportamento climático da cidade de Bauru (SP) no ano de 1995.

FIGURA 3.5 Comportamento climático da cidade de Bauru (SP) no ano de 1996.

3.2 CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP DE BAURU (SP)

As pesquisas geotécnicas realizadas na cidade de Bauru até 1992, foram, em sua maioria, executadas em terrenos particulares, e, não obstante a importância dos resultados obtidos, essas localizações dificultaram o acompanhamento e a continuidade de outras pesquisas, cujos resultados certamente contribuiriam ainda mais, para a caracterização do solo da cidade, além de propiciar outras correlações de significado valor.

Assim, tornou-se premente a necessidade de uma área experimental, onde fosse possível o desenvolvimento e acompanhamento de pesquisas com um adequado planejamento e com melhor conhecimento do subsolo.

Para viabilização e realização de outras pesquisas, a UNESP - Câmpus de Bauru, destinou, em 1991, uma área de aproximadamente 50.000m² para a implantação de um campo experimental do Departamento de Engenharia Civil.

3.2.1 A IMPLANTAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

A infraestrutura do campo experimental foi executada mediante recursos próprios de professores da área geotécnica do câmpus de Bauru e de auxílio da FET/UNESP e FAPESP (ALBIERO, 1995).

Esta implantação está viabilizando a formação de uma equipe de pesquisadores geotécnicos envolvendo as três Universidades Estaduais Paulistas (USP, UNESP e UNICAMP) e permitirá a realização de estudos sobre o solo típico da região, e provas de carga de fundações usualmente utilizadas, cujas análises poderão contribuir para o aprimoramento e adequado dimensionamento de futuras fundações.

A implantação do campo experimental exigiu um estudo para promover uma utilização racional da área, procurando preservar ao máximo a flora e a fauna existentes. Para execução da infra-estrutura, procedeu-se a diversos serviços, e, dentre eles, destacam-se:

- a) abertura de estrada de acesso;
- b) desmatamento e limpeza de parte da área;

- c) extensão de rede elétrica e instalação de água;
- d) levantamento topográfico;
- e) projeto e construção de uma edificação provida de banheiro e local para depósito de equipamento;
- f) colocação de marcos referenciais: cotas e coordenadas.

A FIGURA 3.6 apresenta uma parte da área do Campo Experimental e os locais onde foram executados diversos ensaios incluindo a realização de provas de carga em estacas e sobre placa.

FIGURA 3.6 Área parcial do Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP): implantação e pesquisas realizadas (apud FERREIRA et. al., 1996).

3.2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO CAMPO EXPERIMENTAL

A geologia do Campo Experimental é a mesma que predomina na cidade de Bauru e região, não só a das camadas superficiais, como também a das camadas mais profundas e que já foram descritas no item 3.1.1 deste trabalho.

Esta afirmação se baseia na tese de doutoramento de CAVAGUTI (1981), que analisa a geologia, a estrutura e as características hidrogeológicas da região de Bauru, através da estratigrafia do terreno e da composição química da água de 224 poços tubulares da cidade, e, dentre eles, o poço aberto no câmpus da Fundação Educacional de Bauru, hoje UNESP. Esse poço da Universidade localiza-se a 100m do Campo Experimental, e, conseqüentemente, os dados geológicos daquela área, que figuram na estratigrafia do poço, definem a geologia do substrato mais profundo do Campo Experimental. O referido poço foi aberto na cota 602m do nível do mar, e possui 155m de profundidade, tendo sido encontrados, do topo para a base, 52m da Formação Marília e 98m da Formação Adamantina e, em seguida, perfurando-se 5m da Formação Serra Geral, encontrou-se água de excelente qualidade, com pH 6,3, possuindo, em sua composição, cloretos, ferro e sulfatos. A vazão desse poço é de 3,8m³/h. A FIGURA 3.7 ilustra o perfil geológico do referido poço.

FIGURA 3.7 Perfil geológico do poço tubular d'água, do câmpus da UNESP de Bauru (SP) (apud CAVAGUTI, 1981).

FERREIRA et al. (1996) executaram extenso programa de caracterização geotécnica do Campo Experimental da UNESP de Bauru, realizando ensaios de SPT, SPTT, CPT, infiltração e permeabilidade. Um poço para amostragem, com 20,00m de profundidade, foi aberto na área situada entre os pontos de sondagem. As amostras foram submetidas a um amplo programa de ensaios, realizados em diferentes Institutos e laboratórios, da UNESP e da USP, conforme a natureza e complexidade de cada um deles.

A FIGURA 3.8 apresenta as curvas de SPT, SPTT, CPT, infiltração e permeabilidade do solo situado no Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP). Constatou-se, pelas amostras coletadas durante a execução do SPT, que o solo local é constituído de uma areia fina argilosa vermelha. Observa-se que o SPT cresce linearmente com a profundidade, até os 17,00m, e, em seguida, o seu valor aumenta bruscamente. As curvas de SPTT e CPT apresentam crescimento bastante parecido com o do SPT. Quanto à infiltração de água no terreno, nota-se um decréscimo de 130 a 60 $\ell\text{m}^2/\text{dia}$, da profundidade de 1,00m a 9,00m. O coeficiente de permeabilidade decresceu de 14×10^{-4} a 1×10^{-4} cm/s, da profundidade de 1,00m a 19,00m.

A implantação desse Campo Experimental contribui decisivamente na consolidação de um grupo de pesquisadores, integrando as três Universidades Estaduais Paulistas. As pesquisas concentradas neste local, analogamente às realizadas nos campos experimentais da USP-São Carlos e Poli-São Paulo, permitirão um melhor conhecimento do solo que ocorre em grande parte do Estado de São Paulo e uma previsão mais eficiente do comportamento de diferentes tipos de fundações.

FIGURA 3.8 Curvas de SPT, SPTT, CPT e coeficientes de infiltração e de permeabilidade. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP) (apud FERREIRA et al., 1996).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo abordam-se os recursos empregados para se estudar o solo existente no Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Os trabalhos de campo começaram com a realização de três furos de sondagem de simples reconhecimento (SPT), com 20 metros de profundidade. Em seguida escavou-se um poço exploratório, também com 20 metros de profundidade, para coleta de amostras, constatando-se, à cada metro, pelo critério tátil-visual, tratar-se de uma areia fina argilosa vermelha, com muito pouco silte. As amostras coletadas serviram para a execução de um amplo programa de ensaios laboratoriais.

Finalizando os trabalhos de campo, realizaram-se dezesseis provas de carga sobre placa, tendo sido duas provas em terreno natural e duas em terreno inundado, à cada metro, nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros.

No que se refere aos trabalhos de laboratório, acredita-se que tenha sido realizado um bom número de ensaios, recorrendo-se ao que se tem disponível no meio científico, como os ensaios químicos, microscopia eletrônica de varredura e difração de raios X.

Ampliou-se o horizonte de investigações, numa visão holística de tratar a questão, buscando responder, com a máxima segurança, as indagações apresentadas inicialmente.

É verdade também que a pesquisa centrou-se muito nos ensaios de adensamento e nas provas de carga sobre placa, haja vista que esses recursos estiveram mais disponibilizados, além, evidentemente, de serem bastante consistentes para medir a magnitude e a velocidade do colapso, em função das variáveis adotadas.

Quanto aos ensaios, em idênticas condições, procurou-se adotar um número de repetições que conduzissem a um maior grau de confiabilidade nos resultados obtidos, considerando-se o nível de dispersão próprio de cada espécie de ensaio.

Há de se considerar que, os ensaios de campo, por serem realizados em escala maior e em condições naturais do terreno, conferem, aos resultados, um grau de certeza maior do que se pode obter com os ensaios de laboratório, sem menosprezar esses últimos, que também têm o seu valor, pois são fáceis de execução e podem ser realizados com um número bem maior de repetições. Assim, é normal esperar um número bem menor de repetições de ensaios no campo, quando se compara com o número de repetições feitas no laboratório, para situações de mesmas variáveis.

A FIGURA 4.1 indica os pontos em que se realizaram os furos de sondagem, o poço de amostragem e a área de execução das provas de carga sobre placa.

FIGURA 4.1 Localização dos furos de sondagem, poço exploratório, estacas de reação e poços para execução de provas de carga sobre placa. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.2 SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

Realizaram-se três furos de sondagem de simples reconhecimento (SPT), de 20 metros de profundidade, com o objetivo de se determinar o perfil estratigráfico, registrar o nível d'água e estimar a capacidade de carga do solo. Mediante os resultados do SPT, definiu-se o comprimento das estacas de reação, empregadas nas provas de carga sobre placa.

As sondagens foram executadas de acordo com os procedimentos previstos na NBR 6484/80 da ABNT, utilizando-se amostrador de parede grossa, com corpo bipartido, possuindo 34,9mm de diâmetro interno e 50,8mm de diâmetro externo.

Utilizaram-se, como hastes de avanço, barras de cano galvanizadas de 19mm de diâmetro interno, perfeitamente retilíneas, cravadas mediante o uso de um martelo, que apresentou 65,040kg de massa.

Esses três furos de sondagem foram executados no período de 10 a 12/03/95, e os resultados são apresentados integralmente no ANEXO 3.

4.3 POÇO DE AMOSTRAGEM

Escavou-se um poço exploratório de 20 metros de profundidade, para amostragem do terreno, adotando-se, para a sua execução, a técnica empregada por AGNELLI (1992), que propicia a retirada de amostras na parte lateral do poço, garantindo-se, mediante esse procedimento, a manutenção da estrutura natural do solo.

O poço foi aberto a 3 metros de distância de um dos furos de sondagem, e os trabalhos, nele realizados durante a escavação, compreenderam o período de 3 a 18/04/95. Na área de abertura do poço, providenciou-se uma cobertura, o que garantiu a continuidade dos serviços de escavação e a manutenção da umidade natural do solo, mesmo em dias chuvosos ou em horários de intensa radiação solar.

À cada metro escavado, extraíram-se amostras deformadas e indeformadas, providenciando-se, também, a retirada de três amostras acondicionadas em cápsulas de alumínio, para determinação imediata do teor de umidade.

As amostras indeformadas foram extraídas manualmente, na forma de bloco, empregando-se fôrmas metálicas cúbicas, com arestas de 250mm. Essas amostras, após a desforma, eram cuidadosamente revestidas com camadas de parafina e tecido de algodão, procurando-se, mediante essa providência, garantir nelas, a conservação de todas as características do solo local.

O processo de coleta, preparação, transporte e armazenamento de amostras, foi executado de acordo com os procedimentos e recomendações previstos em STANCATI et al. (1981).

A FIGURA 4.2 ilustra a geometria e as medidas empregadas na escavação do poço exploratório do Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 4.2 Poço exploratório do Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

As amostras coletadas serviram para a realização de um amplo programa de ensaios, somente possível de ser concretizado, mediante a utilização de vários laboratórios, conforme os recursos que cada ensaio exigia.

Com as amostras deformadas, acondicionadas em sacos plásticos, determinaram-se a granulometria, a massa específica dos sólidos, os limites de consistência, a análise química, a capacidade de troca catiônica, e o pH do solo.

Com as amostras indeformadas realizaram-se a microscopia eletrônica de varredura, a difração de raios X e os ensaios de adensamento.

4.4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de granulometria, massa específica dos sólidos e limites de consistência, foram realizados no Laboratório de Solos da UNESP de Bauru, no período de 11/8 a 29/11/95, e serviram para caracterizar o substrato, de metro em metro, até a profundidade de 20 metros.

Esses ensaios foram realizados em conformidade com as normas técnicas pertinentes, da ABNT, e com as recomendações que constam em STANCATI et al. (1981).

Os resultados desses ensaios possibilitaram classificar o solo, segundo os diversos sistemas usuais em Mecânica dos Solos. Com os valores dos limites de consistência e dos índices físicos, verificou-se o caráter colapsível do solo, segundo os vários critérios citados na literatura.

4.4.2 ENSAIOS QUÍMICOS

Os ensaios químicos foram realizados no Laboratório de Geoquímica da UNESP de Botucatu, no período de 3 a 24/2/97, utilizando-se a metodologia

proposta por VETTORI (1969) e adotada pela EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisas Agropecuária.

Ensaaiaram-se amostras de cada metro, até a profundidade de 4 metros, determinando-se os teores de sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3), com os quais se calculam os índices de alteração K_i e K_r , que indicam o grau de intemperismo do solo. A alumina e o óxido de ferro são sesquióxidos, ou seja, óxidos em que a proporção de átomos de oxigênio para o outro elemento químico é de 3 para 2.

Os índices K_i e K_r são calculados mediante as eq. (4.1) e (4.2).

$$K_i = \frac{(\% \text{SiO}_2/60)}{(\% \text{Al}_2\text{O}_3/102)} \quad (4.1)$$

$$K_r = \frac{(\% \text{SiO}_2/60)}{(\% \text{Al}_2\text{O}_3/102) + (\% \text{Fe}_2\text{O}_3/160)} \quad (4.2)$$

Os óxidos utilizados nas eq. (4.1) e (4.2), são determinados na fração argila do solo. Os denominadores 60, 102 e 160, correspondem aos pesos moleculares dos respectivos óxidos.

Os índices K_i e K_r foram determinados em amostras naturais e em amostras previamente inundadas com líquidos de mesma composição química daqueles utilizados nos ensaios de adensamento e nas provas de carga, com o objetivo de se avaliar as possíveis alterações químicas ocorridas no solo, após a inundação, e, dessa forma, buscar alguma correlação entre o solo resultante e a forma em que ocorreu o colapso, considerando-se a química do líquido inundante.

No ANEXO 4 podem ser observados alguns conceitos complementares aplicados na análise química de um solo.

4.4.3 CAPACIDADE DE TROCA CATIÔNICA (CTC)

A Capacidade de troca catiônica (CTC) de um solo, é determinada através de uma análise química, em que se verificam as quantidades de cátions trocáveis (Ca, Mg, K, Na, H e Al). A CTC é a soma das quantidades desses cátions.

Nos ensaios químicos em que se calcula a CTC, são determinados, também, a soma das bases permutáveis, $S = Ca + Mg + K + Na$; a saturação de bases, $V=100.S/CTC$; o pH e a quantidade de matéria orgânica.

Os ensaios químicos para determinação da CTC e demais parâmetros correlatos, foram realizados no Laboratório de Análise de Solos da UNESP de Araraquara, no período de 24/10 a 01/11/95.

Foram analisadas amostras correspondentes às profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, em condições naturais e previamente inundadas com líquidos de diferentes composições químicas, com o objetivo de se verificar o quanto esses líquidos afetam o comportamento químico de um solo, por eles saturado. Foram utilizados três diferentes líquidos: água potável, de pH 7; uma solução formada por uma parte de ácido muriático e 100 partes de água, resultando pH 3 e uma solução formada por uma parte de sabão em pó e 80 partes de água, resultando pH 11.

4.4.4 POTENCIAL HIDROGENIÔNICO (pH)

O pH do solo também foi determinado no Laboratório de Química da UNESP de Bauru, no dia 10/8/95, utilizando-se um peagômetro eletrônico digital, marca Alphaslab PA 200, com sensibilidade de leitura de 0,01.

Foram preparadas seis amostras representativas de cada metro de profundidade, até 20 metros, utilizando-se três amostras para determinação do pH em água destilada e outras três para determinação do pH em uma solução normal de cloreto de potássio.

O cloreto de potássio (KCl) é um cristal branco, estável ao ar. Uma solução normal de cloreto de potássio (KCl 1N) obtém-se diluindo-se 74,6g de KCl em água destilada até completar 1 litro dessa mistura.

As amostras de solo foram preparadas numa balança eletrônica digital, marca GAHARA BG 200, com sensibilidade de leitura de 0,001g.

A determinação do pH foi feita conforme procedimentos adotados pela EMBRAPA (1978), utilizando-se uma concentração solo-líquido de 1:2,5. Cada amostra era preparada com 10g de solo e 25ml de diluente.

Com os valores obtidos, calculou-se, para cada metro, o ΔpH , que representa a diferença entre o pH medido em solução de KCl e o pH medido em água destilada. Valores negativos de ΔpH indicam que o solo possui capacidade de retenção de cátions; valores positivos mostram capacidade de retenção de ânions.

Determinou-se, também, o pH do solo quando previamente saturado com os líquidos de pH 3, pH 7 e pH 11, já mencionados.

No campo, ao se concluir a prova de carga com inundação, retirava-se imediatamente a placa, coletava-se uma amostra do solo, na cota carregada, e determinava-se o seu pH.

BOTELHO DA COSTA (1985), cita a escala de Pratolongo, que designa a acidez ou a alcalinidade do solo em função do pH. A TABELA 4.1 mostra a escala de Pratolongo.

TABELA 4.1 Escala de acidez do solo, proposta por PRATOLONGO (apud BOTELHO DA COSTA, 1985).

pH	Designação do solo
$\leq 4,5$	hiperácido
4,6 a 5,5	ácido
5,6 a 6,5	subácido
6,6 a 7,5	neutro
7,6 a 8,5	subalcalino
8,6 a 9,5	alcalino
$\geq 9,6$	hiperalcalino

A acidez de um solo pode ser vinculada a diversas origens, sendo as principais: matéria orgânica, sesquióxidos e certos sais solúveis.

Em geral a matéria orgânica tende a elevar a capacidade de troca catiônica do solo. Se o meio é pobre em bases permutáveis (Ca, Mg, K e Na), a matéria orgânica acaba provocando uma diminuição no pH do solo, tornando-o mais ácido.

A acidez de um solo está associada também à presença dos sesquióxidos de ferro e alumínio (Fe_2O_3 e Al_2O_3), materiais anfóteros (que ora reagem como base, ora como ácido) que podem afetar o número de cargas disponíveis dos aluminossilicatos (compostos que contêm alumínio e silício, combinados com oxigênio), e, em certas condições ser hidrolizados com a subsequente liberação de cátions hidrogênios.

Os sais solúveis podem contribuir para a acidez dos solos sempre que se verifique uma das seguintes condições: ou se trata de um sal de uma base fraca e um ácido forte (Ex. NH_4Cl) que libera H^+ , tornando a solução ácida, diminuindo o seu pH; ou a porção básica do sal é mais facilmente absorvível pelas plantas e, nesta troca, a planta absorve o sal e libera o H^+ , acidulando o solo.

A causa mais importante de acidez do solo é a perda de bases (Ca, Mg, K e Na) arrastadas por águas de infiltração. Deste modo, nas regiões úmidas há uma tendência constante para a acidificação do solo.

A alcalinidade do solo verifica-se, em geral, quando não há arrastamento das bases por águas de infiltração e existe um elevado grau de saturação do complexo de troca. A presença de sais solúveis, principalmente os provenientes de bases mais fortes, como os carbonatos de cálcio, magnésio ou sódio, pode também contribuir para o aumento do pH do solo.

4.4.5 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (M.E.V.)

A Microscopia Eletrônica de Varredura (M.E.V.) pode ser considerada uma técnica simples, de execução rápida e com alto poder de resolução, servindo para

identificar a estrutura de um solo, proporcionando a visualização das partículas constituintes e a forma em que ocorre o contato entre elas.

A M.E.V. foi executada no Instituto de Química da UNESP de Araraquara (SP), no período de 25 a 27/10/95. Fotografaram-se lâminas preparadas de amostras indeformadas, coletadas nas profundidades de 1, 2, 3, 4 e 5m, do poço exploratório.

Para cada lâmina registraram-se 4 fotos, com ampliações de 100, 350, 750 e 3.500 vezes. As fotos proporcionaram a análise estrutural do solo, em que se pôde observar o arranjo, o tamanho e a forma das partículas, bem como a presença dos argilominerais e a sua disposição em relação aos grãos maiores. A essas fotos, acrescentou-se o resultado de uma micrografia desse solo, feita no Laboratório de Microscopia Eletrônica do Instituto Básico de Biologia Médica e Agrícola da UNESP de Botucatu (SP). Essa micrografia adicional, é apresentada por uma foto, obtida com um aumento direto microscópico de 26.000 vezes, seguida de uma ampliação fotográfica de 5 vezes, o que possibilitou observar, com extrema clareza, a presença da caulinita como o argilomineral predominante no solo pesquisado.

As fotos foram feitas numa seqüência, por ampliações microscópicas feitas sempre de uma mesma área escolhida na primeira das fotos seriadas, o que facilita o entendimento da estrutura analisada.

4.4.6 DIFRAÇÃO DE RAIOS X

Foram realizados ensaios de difração de raios X, para determinação da composição mineralógica da fração argila do solo. O conhecimento dessa composição é de grande valia, haja vista a influência direta que ela tem no comportamento físico-químico de um solo diante da saturação e, em particular, quando se varia o pH do líquido inundante.

Os ensaios foram realizados no Instituto de Química da UNESP de Araraquara (SP), no período de 15/3 a 10/4/96, em amostras correspondentes às profundidades de 1, 2, 3, 4 e 5 metros.

Os difratogramas foram obtidos em duas etapas. Na primeira, utilizaram-se amostras do solo com sua granulometria natural, empregando-se o equipamento SIEMENS D-5000, com tubo de radiação de cobre, cujo comprimento de onda é de $1,542\text{\AA}$. Nessa etapa utilizaram-se amostras na forma de lâmina, aplicando-se-lhes varreduras de 5 a 35° . Esses difratogramas apresentaram apenas os picos referentes ao quartzo. Por esta razão, foi desenvolvida uma segunda etapa, com amostras constituídas somente de partículas com dimensões abaixo de $2\mu\text{m}$, o que possibilitou detectar o argilomineral predominante. Nessa etapa utilizou-se o equipamento HZG4/B, com tubo de radiação de cobalto, cujo comprimento de onda é de $1,789\text{\AA}$, tendo sido empregadas amostras na forma de lâmina, aplicando-se-lhes varreduras de 10 a 30° .

4.4.7 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Os ensaios de adensamento foram realizados no Laboratório de Solos da UNESP de Bauru (SP), no período de julho/95 a fevereiro/96, utilizando-se três prensas edométricas, previamente calibradas.

Adotou-se uma programação bastante extensa para os ensaios de adensamento, considerando-se o número de variáveis estudadas e a quantidade de repetições em idênticas condições.

Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova preparados cuidadosamente, utilizando-se amostras indeformadas correspondentes às profundidades de 1, 2, 3, e 4 metros.

A programação desses ensaios é mostrada na TABELA 4.2.

TABELA 4.2 Programação dos ensaios de adensamento.

CP (Nº)	Prof. da amostra (m)	Condição do CP	Tensão de inundação (kPa)	pH do líquido inundante
1 a 3	1,00	N	-	-
4 a 6	2,00	N	-	-
7 a 9	3,00	N	-	-
10 a 12	4,00	N	-	-
13 a 15	1,00	I	0	3
16 a 18	2,00	I	0	3
19 a 21	3,00	I	0	3
22 a 24	4,00	I	0	3
25 a 27	1,00	I	50	3
28 a 30	2,00	I	50	3
31 a 33	3,00	I	50	3
34 a 36	4,00	I	50	3
37 a 39	1,00	I	0	7
40 a 42	2,00	I	0	7
43 a 45	3,00	I	0	7
46 a 48	4,00	I	0	7
49 a 51	1,00	I	50	7
52 a 54	2,00	I	50	7
55 a 57	3,00	I	50	7
58 a 60	4,00	I	50	7
61 a 63	1,00	I	0	11
64 a 66	2,00	I	0	11
67 a 69	3,00	I	0	11
70 a 72	4,00	I	0	11
73 a 75	1,00	I	50	11
76 a 78	2,00	I	50	11
79 a 81	3,00	I	50	11
82 a 84	4,00	I	50	11

LEGENDA:

CP - corpo-de-prova;

N - corpo-de-prova com teor de umidade natural;

I - corpo-de-prova inundado.

Além dos 84 ensaios inicialmente programados e executados, e que constam da Tabela 4.2, outros nove ensaios foram realizados, representando duas outras situações bastante específicas, a saber:

a) três ensaios em corpos-de-prova preparados de uma amostra correspondente à profundidade de 3 metros, inundandos com etanol (álcool etílico),

empregado como combustível. A inundação foi feita quando cessadas as deformações, estando o corpo-de-prova sob a ação de 50kPa;

b) seis ensaios em corpos-de-prova preparados de uma amostra correspondente à profundidade de 1 metro, inundados com líquido à base de sabão em pó (uma parte de sabão e oitenta partes de água), de pH 11, sendo que em três deles o líquido foi colocado a 40°C, e, nos outros três, a 60°C, a fim de se analisar o efeito da temperatura de um líquido altamente alcalino, utilizado como inundante de um solo com caráter colapsível.

Cabe observar, para esse segundo caso que, o último enxágüe da máquina de lavar louças é feito à temperatura de 60°C, muito embora seja óbvio que esse líquido ao chegar num solo (considerando-se rompida a tubulação de esgoto), não esteja mais com essa mesma temperatura, por mais próximo que o ponto de vazamento possa estar em relação à referida máquina.

As temperaturas adotadas para o líquido inundante, remetem-se a situações mais extremas, como é o caso de vazamentos em indústrias que trabalham com líquidos que apresentam as características ora consideradas, caso típico da indústria de papel. Todos os estágios de branqueamento do papel, apresentam elevadas temperaturas, da ordem de 60 a 70°C, e se emprega, nesses estágios, o hidróxido de sódio (NaOH), elemento de alta alcalinidade. Há de se considerar também, as lavanderias comerciais, que despejam grandes quantidades de água servida, ricas em detergentes, e que, em determinados estágios de enxágüe, apresentam temperaturas da ordem de 60 a 70°C. No ANEXO 5 apresenta-se um caso típico de água servida, com temperatura e alcalinidade elevadas.

Os resultados dos ensaios de adensamento foram úteis, tanto para identificação, quanto para quantificação do colapso do solo, adotando-se os critérios mencionados na literatura.

Os líquidos inundantes empregados serviram para uma avaliação da influência da sua composição química (e do seu pH) no comportamento de um solo, em termos de velocidade e magnitude de ocorrência do colapso.

Os corpos-de-prova foram inundados com líquidos de pH 3, pH 7 e pH 11, que simulam um terreno encharcado com líquidos ácidos, neutros e alcalinos,

respectivamente. Muitas indústrias trabalham com soluções fortemente ácidas; outras, com soluções fortemente básicas. As águas servidas das residências são, quase sempre, alcalinas, devido a presença de sabões.

O líquido de pH 3 foi obtido, misturando-se água do abastecimento público da cidade de Bauru (pH 9,1), com ácido muriático de uso comercial (pH 1), na proporção de 1 parte de ácido para 100 partes de água. O ácido muriático é um produto à base de ácido clorídrico (HCl), muito usado na limpeza de pisos revestidos em pedra.

O líquido de pH 7 foi obtido por destilação da água de abastecimento público.

O líquido de pH 11 foi obtido misturando-se água do abastecimento público com sabão em pó, na proporção de 1 parte de sabão para 80 partes de água. O sabão utilizado compõe-se de tensoativo aniônico, fosfato, alcalinizantes, branqueador óptico, perfume, coadjuvantes, enzimas, pigmento, sal inorgânico e alquil benzeno sulfonato de sódio.

O tensoativo aniônico é um composto que abaixa a tensão superficial do líquido em que o produto esteja dissolvido. O aniônico constitui-se em um grupo de átomos com excesso de carga negativa.

O fosfato é um sal do ácido fosfórico (H_3PO_4).

Os alcalinizantes são produtos a base de hidróxidos, obtidos a partir dos metais alcalinos (sódio, potássio e outros) e que se opõem aos acidificantes, elevando o pH de uma solução.

O branqueador é um alvejante, à base de cloro ou de hidróxido de sódio.

As enzimas atuam no sentido de separar partículas que estão grudadas.

O alquil benzeno sulfonato de sódio é um sal. O benzeno (C_6H_6) é um forte solvente, e o sódio (Na), é um elemento químico pertencente à família dos metais alcalinos.

A TABELA 4.3 apresenta uma relação de produtos químicos de uso doméstico, indicados para lavagem de roupas, pisos e utensílios de cozinha (pratos, copos, talheres, panelas, etc.) e seus respectivos pH. Os produtos vendidos na forma líquida tiveram o seu pH medido diretamente no líquido, sem nenhuma diluição. Os

que são vendidos em pó, tiveram o seu pH medido numa concentração preparada à base de 1 parte do produto para 2,5 de água destilada.

TABELA 4.3 pH de alguns produtos químicos de uso doméstico.

Produto de uso doméstico	pH
ácido muriático	1,0
amaciante de roupas	3,4
sabão em pó	11,3
água sanitária	12,1
alvejante líquido	12,5
detergente em pó	12,5

A TABELA 4.4 fornece a dosagem recomendada pelo fabricante, para cada um dos produtos químicos mencionados na Tabela 4.3, e o pH da mistura obtida com base nessa dosagem, utilizando-se, como diluente, a água do abastecimento público da cidade de Bauru (pH 9,1).

TABELA 4.4 pH da diluição de alguns produtos químicos, de uso doméstico, em água de pH 9,1.

Produto de uso doméstico	diluição produto:água	pH
ácido muriático	1: 100	3
amaciante de roupas	1: 400	6,5
detergente em pó	1: 900	9,3
água sanitária	1: 120	10
sabão em pó	1: 120	10,8
alvejante líquido	1: 100	11,3

O pH dos produtos químicos mencionados na Tabela 4.3 e o pH das misturas citadas na Tabela 4.4, foram determinados através de um peagômetro digital portátil, marca HANNA, de fabricação norte-americana, com faixa de operação de 0,0 a 14,0 , sensibilidade de leitura de 0,1 e precisão de $\pm 0,2$.

4.5 PROVAS DE CARGA

As provas de carga sobre placa foram realizadas no Campo Experimental da UNESP de Bauru, no período de 22/2 a 14/6/96.

Foram realizadas 16 provas, sendo duas em terreno natural e duas em terreno inundado, à cada metro, nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, conforme programação que aparece detalhada no item 4.5.17.

4.5.1 SERVIÇOS PRELIMINARES

Inicialmente foi feito o nivelamento da área destinada às provas de carga, retirando-se de 20 a 40cm de terra orgânica e, em seguida, foi feita a locação dos pontos para execução das estacas de reação.

4.5.2 ESTACAS DE REAÇÃO

Foram executadas sete estacas de reação, com 12 metros de comprimento e 0,32m de diâmetro. O fuste foi aberto por apiloamento do solo, empregando-se um pilão de 7kN.

As estacas foram armadas com 8Ø10mm, estribadas com Ø4,2mm a cada 200mm. A FOTO 4.1 mostra a armação já colocada no fuste de uma estaca de reação.

Utilizou-se concreto usinado, com $f_{ck}=15\text{MPa}$, abatimento de $5\pm 1\text{cm}$, empregando-se cimento ARI – Alta Resistência Inicial, na base de 240kg/m^3 . Durante a concretagem foram moldados seis corpos-de-prova, que apresentaram as seguintes resistências à compressão, em MPa: 15,1 e 17,3 (7 dias); 19,8 e 21,1 (21 dias) e 21,5 e 21,9 (28 dias). O concreto foi lançado com o auxílio de uma esteira e de um funil, conforme mostram as FOTOS 4.2 e 4.3.

Em cada estaca foi colocada uma barra de aço Dywidag, de 32mm de diâmetro e 6 metros de comprimento, tendo sido deixados 0,50m livres, acima da cabeça da estaca, para posterior fixação dos elementos estruturais da viga de reação.

O roteiro de cálculo, para o dimensionamento das estacas de reação é apresentado no ANEXO 6.

FOTO 4.1 Armação empregada numa estaca de reação. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FOTO 4.2 Esteira utilizada na concretagem das estacas de reação. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FOTO 4.3 Funil empregado na concretagem das estacas de reação. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.5.3 BARRACA DE PROTEÇÃO

Utilizou-se uma barraca de 5,00m de largura, por 7,00m de comprimento e 2,20m de pé-direito, construída em módulos, com perfis metálicos, e coberta com lona. Com essas dimensões e tipo de estrutura, a barraca ficou relativamente leve, bastando uma equipe de 6 pessoas para deslocá-la de um lugar para outro, conforme os pontos de realização das provas de carga.

A FOTO 4.4 mostra a barraca e os equipamentos montados, para a realização de uma das provas de carga.

FOTO 4.4 Barraca e equipamentos utilizados nas provas de carga. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.5.4 VIGA DE REAÇÃO

Utilizou-se uma viga metálica de elevada rigidez, com 5,58m de comprimento, 0,60m de altura e 0,18m de largura, em perfil “I”, feita com chapa de ferro fundido, de 12,7mm de espessura, dimensionada para suportar uma carga de até 1200kN, aplicada ao seu centro.

4.5.5 PLACA

Utilizou-se uma placa em formato circular, feita com chapa de ferro fundido, com 12,7mm de espessura e 805mm de diâmetro, resultando uma área de $0,51\text{m}^2$ de contato com o solo. A fim de se garantir uma maior rigidez para a placa, soldou-se, na sua parte superior, uma outra chapa de ferro fundido, também em formato circular, com 12,7mm de espessura e 606mm de diâmetro. No final, resultou uma placa com 79kg de massa (FOTO 4.5).

FOTO 4.5 Placa utilizada nas provas de carga. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.5.6 TORRE PARA TRANSFERÊNCIA DO CARREGAMENTO

A transferência de carga, do macaco hidráulico para a placa, foi feita mediante uma torre metálica, montada em módulos de 1 e 2m de comprimento, com seção de $280 \times 280\text{mm}^2$. Os módulos eram interligados com 4 parafusos de 2"x1/2".

As torres (FOTO 4.6) foram construídas com perfis de 1 1/4"x1/4", para as longarinas e, 1"x3/16", para as transversinas, resultando 61kg de massa para o módulo de 1m e 119kg de massa para o módulo de 2m.

Concluídas as provas de carga, pôde-se observar que as torres mantiveram a verticalidade e a seção transversal inalteradas.

FOTO 4.6 Torres empregadas nas provas de carga. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.5.7 MACACO HIDRÁULICO

Utilizou-se um macaco hidráulico manual, com capacidade para 800kN, marca Pontemac.

Procurou-se garantir a axialidade do carregamento, mediante a instalação de uma rótula entre o macaco hidráulico e a viga de reação.

Em cada prova de carga, ao se instalar o macaco hidráulico, procurou-se manter o êmbolo, o mais recolhido possível, completando-se a folga, entre ele e a viga de reação, com chapas metálicas (além, é claro, da célula de carga e da rótula), garantindo-se, dessa forma, a execução da prova de carga sem que houvesse interrupções causadas por falta de curso suficiente do referido êmbolo. Quando ocorrem interrupções motivadas por esse problema, faz-se necessário descarregar o macaco, calçar o sistema, e comandar novo carregamento, o que pode trazer, a posteriori, dificuldades na interpretação dos resultados, face ao aparecimento de um “degrau” na curva “pressão x recalque”.

4.5.8 CÉLULA DE CARGA

Utilizou-se uma célula de carga, modelo CTP-20, com capacidade para 200kN, marca Transdutec, pertencente à EESC/USP.

No ANEXO 7 apresenta-se a curva de calibração da célula de carga, observando-se uma correspondência entre a carga, em kN, e a leitura acusada no indicador de deformações, em MS (micro strain), da ordem de $1\text{kN} \leftrightarrow 19\text{MS}$.

A FOTO 4.7 mostra o macaco hidráulico, a célula de carga e a rótula utilizados nas provas de carga.

FOTO 4.7 Macaco hidráulico, célula de carga e rótula utilizados nas provas de carga. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.5.9 INDICADOR DE DEFORMAÇÕES

Utilizou-se o indicador de deformações modelo T.832, marca Transdutech, pertencente à EESC/USP.

Após ajustar o sistema que transmite a carga para a placa, faz-se a leitura no indicador de deformações, considerando essa leitura, como a inicial, em MS.

Considerando-se que a placa utilizada possui $0,51\text{m}^2$ de área e que os acréscimos de pressão foram de 10kPa , resultou, para o indicador de deformações, leituras crescentes de $96,9\text{MS}$, em cada estágio.

4.5.10 EXTENSÔMETROS MECÂNICOS

Em cada prova de carga utilizaram-se seis extensômetros mecânicos (relógios comparadores), marca Starrett, com sensibilidade de leitura de $0,01\text{mm}$ e curso total de 75mm , sendo quatro deles empregados para leitura das deformações do solo e os outros dois, para acompanhar possível deslocamento das estacas de reação.

Os extensômetros foram fixados nas guias de referência por meio de bases magnéticas articuláveis, marca Mitutoyo. As FOTOS 4.8 e 4.9 mostram os extensômetros e as bases magnéticas empregadas.

FOTO 4.8 Extensômetro instalado numa estaca de reação. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FOTO 4.9 Bases magnéticas e extensômetros empregados nas provas de carga. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.5.11 GUIAS DE REFERÊNCIA

A guia de referência é um elemento crítico numa prova de carga, considerando-se a sensibilidade dos extensômetros nela fixados. Por isso, é importante protegê-la das variações de temperatura, de possíveis esbarros dos operadores da prova de carga e contra a queda de objetos sobre a mesma.

Utilizaram-se duas guias de referência, feitas em metalon zincado, com 5 metros de comprimento e seção $20 \times 50 \text{ mm}^2$, fixadas em pontaletes de ferro, distanciados pelo menos 1,50m do centro da placa e, de pelo menos, 1,00m do centro

das estacas de reação, garantindo-se, mediante essa providência, que as guias não sofressem qualquer perturbação oriunda de possíveis deformações do solo.

4.5.12 HASTES PARA ACOMPANHAMENTO DAS DEFORMAÇÕES

Numa prova de carga direta, o registro das deformações do solo se faz empregando-se hastes que interligam a placa carregada com o extensômetro.

Nesse trabalho, serviram de hastes, duas barras de cano galvanizado, de 7/8" de diâmetro, posicionadas em lados opostos da torre.

A FOTO 4.10 mostra uma dessas hastes e sua forma de fixação, mediante o emprego de uma alça que mantém o cano livre de uma possível deformação que a torre possa sofrer, durante o carregamento.

A FOTO 4.11 mostra, em detalhe, a alça empregada para a fixação da haste.

A base da haste é fixada numa rosca, colada na placa (veja FOTO 4.12) e, em sua extremidade superior, é rosqueada uma chapa metálica, de 75x75mm², a fim de criar um plano de contato para o extensômetro (veja FOTO 4.9).

FOTO 4.10 Haste que interliga a placa carregada com o extensômetro e sua forma de fixação na torre. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FOTO 4.11 Alça utilizada para fixação da haste na torre. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FOTO 4.12 Base da haste fixada na placa, por meio de uma rosca. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

4.5.13 TALHA PARA SERVIÇOS DIVERSOS

A elevação e os deslocamentos de alguns equipamentos mais pesados só foram possíveis mediante o emprego de uma talha, com capacidade para até 20kN, deslizando em um pórtico sobre rodas.

4.5.14 ABERTURA DOS POÇOS E INSTALAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

Os poços destinados à realização das provas de carga foram escavados com 900mm de diâmetro, resultando uma folga, na forma de um anel, de aproximadamente 50mm, em volta da placa (veja FOTO 4.12). Essa folga permite os ajustes necessários para a placa, a fim de que o conjunto “torre-macaco-célula-rótula” fique alinhado com o centro da placa e com a viga de reação. Essa mesma folga foi utilizada nas provas de carga com inundação, como medida suficiente para permitir a infiltração do líquido no solo, considerada a sua natureza arenosa e porosa.

Ao se abrir um poço, e faltando 100mm para se atingir a cota de ensaio, interrompia-se a escavação e coletavam-se três amostras, acondicionando-as em cápsulas de alumínio, a fim de se determinar o teor de umidade do solo naquela cota. Nessa mesma oportunidade, determinava-se também a massa específica do solo, empregando-se os métodos do cilindro cortante e frasco de areia. Após essas providências, nivelava-se o fundo do poço, utilizando-se uma régua metálica biselada e um nível de bolha.

Uma vez nivelado o fundo do poço, imediatamente desciam-se a placa, a torre e as barras de cano, conferindo-se a verticalidade desses dois últimos equipamentos, com o emprego de um prumo.

Por fim, ajustavam-se o macaco, a célula, a rótula e a viga de reação.

Uma providência, também importante, é a de se verificar o nivelamento da viga de reação, nas duas direções, empregando-se um nível de bolha.

4.5.15 APLICAÇÃO DAS CARGAS E LEITURA DAS DEFORMAÇÕES

Com base nos resultados das sondagens (ANEXO 3), estimaram-se as tensões admissíveis para o solo, na ordem de 40, 60, 80 e 100kPa, respectivamente para as profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, remetendo, para as tensões de “ruptura”, valores na faixa de 80 a 200kPa. Considerando-se que a área de contato da placa é de $0,51\text{m}^2$,

resultariam cargas de “ruptura” na faixa de 40 a 100kN, possibilitando-se o uso de célula de carga de 200kN.

Considerando-se que o indicador de deformações, ligado na célula de 200kN, acusava 19MS (micro strain), para cada 1kN, tornava-se possível fixar os acréscimos de leitura em função da carga a ser adotada em cada estágio, garantindo-se um número de estágios necessário para o traçado da curva “pressão x recalque”, em cada prova de carga.

Adotou-se uma duração de 15 minutos para cada estágio de carregamento, o que enquadra o ensaio ao tipo de “ensaio rápido”. As deformações do solo, em cada estágio de carregamento, eram lidas no instante zero (imediatamente após a aplicação da carga) e nos tempos de 1, 2, 3, 6, 9, 12 e 15 minutos. A última leitura de deformações, em cada estágio, era feita quando faltavam em torno de 30 segundos para mudança da carga, o que fazia praticamente coincidir o 15º minuto do estágio cessante, com o tempo zero do estágio que se iniciava.

O descarregamento só foi executado em quatro provas, confirmando a peculiaridade de baixa recuperação elástica do solo local, já constatado por FERREIRA (1991), LOBO (1991) e AGNELLI (1992).

A realização de prova rápida traz, no entanto, uma preocupação, a de se ignorar o quanto o solo se deformaria a mais, em cada estágio e no total, se cada carregamento fosse mantido por um tempo maior. E aqui caberia uma indagação: qual seria o tempo ideal para que se alcançasse uma deformação quase plena em cada estágio?

A NBR 6489/84 recomenda: “a mudança de carga somente será feita quando a diferença entre duas leituras sucessivas de deformação não ultrapassar os 5% da deformação total ocorrida no correspondente estágio de carregamento”.

Contudo observa-se no Brasil uma tendência pela realização de prova rápida, precisando, no entanto, muito cuidado ao se decidir por esse modelo de ensaio.

No presente trabalho de pesquisa a opção pela prova rápida não ocorreu em função dessa tendência, mas sim em virtude de se ter, como objetivo, comparar deformações ocorridas num mesmo tipo de solo quando inundado com líquidos de diferentes composições químicas. Então trata-se de um trabalho em que valores

relativos são suficientes para a análise que se pretende fazer, além de que, com as variações de líquidos inundantes e mais as provas naturais, tem-se um elevado número de ensaios, o que demandaria muito tempo se fosse adotada a prova lenta.

Há necessidade, no entanto, de se realizar pesquisas para estabelecer correlações entre resultados de prova rápida e prova lenta, para um mesmo solo.

A título de se oferecer uma pequena contribuição nesse sentido, apresenta-se no APÊNDICE 1, uma breve análise dos resultados obtidos nas provas de carga diretas realizadas por esse autor, em 1992, numa área situada a 140 metros do atual Campo Experimental, em que se adotou o modelo de prova lenta, de acordo com a NBR 6489/84, em seis provas de carga naturais, procurando-se, nessa análise, verificar o quanto o solo se deformaria a menos, se tivesse sido adotado o tempo de 15 minutos em cada estágio de carregamento.

4.5.16 INUNDAÇÃO DO TERRENO

O líquido inundante era preparado em dois tambores de 200 litros, misturando-se água de abastecimento público com produtos químicos que resultasse o pH estabelecido para a prova de carga. Desses tambores, o líquido era conduzido ao fundo do poço, por gravidade, mediante uma mangueira plástica, de 1/2", provida de uma torneira destinada ao controle da vazão, da ordem de 100 litros/hora, o que resultava, no fundo do poço, uma coluna de líquido constante, durante toda a prova de carga, de aproximadamente 100mm.

4.5.17 PROGRAMAÇÃO E EXECUÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Foram executadas 16 provas de carga, sendo duas em terreno natural e duas em terreno inundado, à cada metro, nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros.

A TABELA 4.5 apresenta a programação que foi adotada para a execução das provas de carga e, a FIGURA 4.3, mostra a seqüência em que os poços foram abertos.

TABELA 4.5 Programação para execução das provas de carga.
Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Poço (Nº)	Prova (Nº)	Prof. (m)	Condição do terreno	Poço (Nº)	Prova (Nº)	Prof. (m)	Condição do terreno
1	1	1,00	N	5	9	4,00	lpH 7
	2	3,00	N	6	10	4,00	lpH 11
2	3	1,00	N	7	11	3,00	lpH 7
	4	3,00	N	8	12	3,00	lpH 11
3	5	2,00	N	9	13	2,00	lpH 7
	6	4,00	N	10	14	2,00	lpH 11
4	7	2,00	N	11	15	1,00	lpH 7
	8	4,00	N	12	16	1,00	lpH 11

LEGENDA: N - natural;
lpH 7 - inundado com água potável, de pH 7;
lpH 11 - inundado com uma solução de pH 11, formada por 1 parte de sabão em pó e 80 partes de água.

LEGENDA: ● - estaca de reação;
⊙(Nº) - poço e o número correspondente à sequência de execução.

FIGURA 4.3 Sequência de abertura dos poços, para execução das provas de carga, e a geometria adotada. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Observa-se, de acordo com a programação (Tabela 4.5), que, primeiramente, foram executadas as provas de carga com o terreno natural, o que proporcionou condições de se avaliar a pressão admissível do solo, para cada profundidade. Considerou-se, como pressão admissível, a metade do valor da pressão que causou a deformação de 25mm.

Nas provas de carga com inundação, adotou-se, para cada profundidade, valor diferenciado para a pressão que deveria ser atingida a fim de se dar início à inundação, correspondendo, sempre, ao valor da pressão admissível, calculada nas provas de carga sobre o terreno natural. Completados os 15 minutos, com a aplicação da pressão admissível, iniciava-se a inundação do solo, procurando-se controlar a vazão e manter uma coluna de líquido inundante, no fundo do poço, de aproximadamente 100mm. A pressão de inundação era mantida, até que se atingissem deformações desprezíveis, mesmo que o tempo de atuação dessa pressão fosse superior aos 15 minutos. Após estabilizadas as deformações, com a pressão de inundação, novas pressões eram aplicadas, em intervalos de 15 minutos, até que se atingisse uma deformação total na faixa de 40 a 50mm, acreditando-se como valor suficiente para comparar e analisar o colapso, nas profundidades estudadas e com os líquidos inundantes empregados.

À medida que se concluía uma prova de carga com inundação, imediatamente retirava-se a placa e coletavam-se amostras do solo ao nível da cota carregada. Com essas amostras determinavam-se o teor de umidade, a massa específica saturada e o pH do solo.

4.5.18 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE AS PROVAS DE CARGA

Como se pode observar, com base na programação (Tabela 4.5), realizaram-se duas provas de carga naturais e duas inundadas, à cada metro de profundidade. Considerando-se que nas provas com inundação, foram aplicados estágios de carregamento, mantendo-se o terreno na sua condição natural, até que se atingisse a pressão admissível, pode-se afirmar que, na verdade, realizaram-se quatro provas de

carga naturais, à cada metro, dentro da faixa de pressões de grande interesse prático para a engenharia de fundações, que é aquela limitada pela pressão admissível.

No Capítulo 5, em que são apresentados e analisados os resultados, poder-se-á observar que houve uma dispersão de resultados muito pequena nas provas de carga naturais, correspondentes à mesma profundidade, notando-se curvas “pressão x recalque”, muito próximas entre si. Notar-se-á também que, nas provas de carga com inundação, os trechos das curvas “pressão x recalque”, anteriores à inundação, são também muito próximos dos correspondentes trechos das curvas “pressão x recalque” das provas de carga naturais, para uma mesma profundidade.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 INTRODUÇÃO

Os ensaios realizados no laboratório e no campo geraram valores coerentes com o tipo de solo pesquisado, indicando confiabilidade na metodologia adotada para cada etapa da investigação. Os parâmetros físicos, químicos e mecânicos, obtidos nos vários ensaios, proporcionaram condições de uma análise segura do comportamento do solo, quando submetido a determinadas pressões e encharcado com líquidos de diferentes composições químicas.

5.2 SONDAGEM À PERCUSSÃO

Mediante três furos de sondagem à percussão, realizados até a profundidade de 20 metros, puderam ser identificadas, previamente, algumas características do solo local, no que se refere a resistência à cravação do amostrador padrão, a classificação tátil-visual e a presença de água. A FIGURA 5.1 mostra a variação do índice de resistência à penetração (N) com a profundidade (z), correspondente à média dos três

furos de sondagem realizados, onde, por regressão linear, podem ser determinadas correlações empíricas entre essas duas grandezas. As Eq. (5.1) e (5.2) indicam correlações entre N e z .

$$N = 0,7z - 0,2 \quad \text{para } z \text{ variando de 1 a 10 metros} \quad \text{Eq. (5.1)}$$

$$R^2 = 0,9259$$

$$N = 5z - 47 \quad \text{para } z \text{ variando de 11 a 20 metros} \quad \text{Eq. (5.2)}$$

$$R^2 = 0,8701$$

FIGURA 5.1 Variação do índice de resistência à penetração médio N com a profundidade. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Pelos resultados da sondagem, constata-se que, até a profundidade de 4 metros, faixa em que se concentraram os estudos da colapsibilidade desse solo, tem-se $N < 4$, indicando tratar-se de um solo fofo, sendo essa, uma das características de um solo colapsível, segundo FERREIRA et al. (1989).

Os furos de sondagem foram realizados em março de 1995, em pleno período de balanço hídrico positivo, conforme pode-se observar mediante a FIGURA 3.4, já analisada. Essa situação pode ter gerado, para as camadas mais próximas à superfície, valores de SPT um pouco abaixo dos valores que poderiam ter sido encontrados, se a sondagem tivesse sido feita ao final de um período de balanço hídrico negativo.

O perfil estratigráfico, obtido por meio da sondagem, mostra que, da superfície até à profundidade de 20 metros, o solo é predominantemente arenoso, classificado como uma areia fina argilo-siltosa, com exceção de uma camada argilo-siltosa dura, de cor vermelha, situada entre, aproximadamente, 18 e 19 metros, conforme se pode observar no Relatório de sondagem, no ANEXO 3. Nesse Relatório, observa-se, ainda, que o nível de referência (RN), foi fixado em relação ao nível do mar, situando os topos dessas sondagens, entre as cotas 613 e 614 metros, e indicando que a camada argilo-siltosa, presente nesses furos, posiciona-se entre as cotas 595 e 596 metros.

Não se encontrou água em nenhum dos três furos, apenas uma camada um pouco mais úmida, com grau de saturação de 87%, entre as profundidades de 17 e 18 metros, que ocorre, provavelmente, devido a presença, nessa cota, do material argilo-siltoso.

5.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A caracterização do solo foi feita por meio dos ensaios de Granulometria, Massa específica dos sólidos, Limites de Atterberg, Cilindro cortante e Frasco de areia.

O teor de umidade foi determinado mediante amostras contidas em cápsulas de alumínio, extraídas do poço de amostragem, à cada metro de profundidade. A

massa específica do solo foi considerada como a média dos valores obtidos mediante os ensaios do Cilindro cortante e Frasco de areia, executados à cada metro, no poço de amostragem. A massa específica dos sólidos foi determinada pelo método do picnômetro.

A TABELA 5.1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização e os valores dos demais índices físicos determinados mediante as correlações usuais em Mecânica dos Solos.

Os resultados da granulometria indicam que o solo é constituído de uma areia fina argilosa, e que a quantidade de silte é bastante baixa (de 3 a 6%), constatando-se um aumento desse material, somente nas camadas de 17 e 18 metros.

Nota-se que a estrutura é macroporosa ($n > 40\%$) e com baixo grau de saturação ($S_r < 60\%$), características marcantes de um solo colapsível, segundo FEDA (1966). A respeito do grau de saturação, observa-se que apenas a camada correspondente à profundidade de 18 metros, apresentou um valor superior a 60%, provavelmente, devido à presença de material argilo-siltoso, represando água de chuva infiltrada no terreno.

Os índices de consistência resultaram $LL < 45\%$ e $IP < 20\%$, que também são características de um solo colapsível, segundo DUDLEY (1970). Comparando-se os valores encontrados para LL e IP , com valores típicos de alguns solos brasileiros, propostos por IGNATIUS (1988), conclui-se que o solo pesquisado enquadra-se como um solo arenoso fino, com comportamento laterítico.

É importante registrar que o poço exploratório foi aberto em abril de 1995, em pleno período de balanço hídrico positivo, conforme pode-se notar mediante a FIGURA 3.4, já analisada. É possível, portanto, que, em outros períodos, poderiam ter sido encontrados valores menores para o teor de umidade, nas camadas mais próximas à superfície, o que provavelmente afetariam o comportamento da curva “tensão x deformação”, dos ensaios de adensamento, para as amostras correspondentes a essas camadas.

TABELA 5.1 Propriedades físicas do solo. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Prof. (m)	Granulometria (%)				ρ	ρ_d	ρ_s	w_o	n	Sr_o	e	LL	IP
	Areia M	Silte F	Argila	(10^3kg/ m^3)									
1,00	9	72	4	15	1,50	1,37	2,66	9,1	48	26	0,94	17,4	4,4
2,00	6	73	3	18	1,54	1,40	2,69	10,3	48	30	0,93	21,9	9,4
3,00	8	72	4	16	1,57	1,42	2,68	10,4	47	32	0,88	22,0	8,3
4,00	7	74	3	16	1,63	1,50	2,65	9,0	44	30	0,77	23,3	10,8
5,00	7	71	4	18	1,65	1,49	2,65	10,7	44	36	0,78	23,6	9,8
6,00	6	72	3	19	1,64	1,46	2,66	12,3	45	40	0,82	26,5	11,9
7,00	6	72	3	19	1,65	1,48	2,67	11,5	44	38	0,80	26,3	12,0
8,00	6	72	3	19	1,66	1,49	2,69	11,3	44	38	0,80	26,5	12,7
9,00	6	70	5	19	1,65	1,48	2,69	11,2	45	37	0,81	25,0	12,2
10,00	5	69	6	20	1,66	1,50	2,69	10,7	44	36	0,79	24,9	14,8
11,00	7	69	4	20	1,65	1,52	2,69	8,6	44	30	0,77	25,3	13,2
12,00	6	71	4	19	1,66	1,53	2,70	8,4	43	30	0,76	25,5	14,0
13,00	6	71	4	19	1,64	1,51	2,69	8,4	44	29	0,78	26,1	14,3
14,00	8	70	4	18	1,63	1,49	2,69	9,1	44	31	0,80	25,9	14,4
15,00	7	67	5	21	1,62	1,47	2,65	10,5	45	34	0,81	29,2	15,7
16,00	9	73	2	16	1,65	1,50	2,66	9,9	44	34	0,77	22,9	11,3
17,00	3	49	17	31	1,71	1,46	2,70	17,2	46	55	0,85	33,6	16,9
18,00	2	52	10	36	1,86	1,47	2,67	26,5	45	87	0,82	41,9	18,3
19,00	7	71	6	16	1,66	1,49	2,67	11,8	44	39	0,80	26,9	15,6
20,00	10	69	5	16	1,64	1,47	2,67	11,7	45	38	0,82	26,3	14,9

LEGENDA:

Prof.	- profundidade	w_o	- teor de umidade
M	- areia média	n	- porosidade
F	- areia fina	Sr_o	- grau de saturação
ρ	- massa específica	e	- índice de vazios
ρ_d	- massa específica seca	LL	- limite de liquidez
ρ_s	- massa específica dos sólidos	IP	- índice de plasticidade

Valores do teor de umidade e da massa específica seca também foram determinados quando da abertura dos poços para execução das provas de carga, nas profundidades de 1 a 4 metros (TABELA 5.2). Esses valores estão coerentes com aqueles constantes na Tabela 5.1, correspondentes às amostras extraídas do poço de amostragem, o que evidencia a homogeneidade do terreno local, segundo o plano horizontal.

TABELA 5.2 Teor de umidade e massa específica seca de amostras coletadas nos poços de provas de carga. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Profundidade (m)	Poço Nº	w ₀ (%)	ρ _d (10 ³ kg/m ³)
1,00	1	9,5	1,42
1,00	2	8,8	1,39
2,00	3	10,3	1,41
2,00	4	10,2	1,38
3,00	1	9,0	1,45
3,00	2	8,9	1,47
4,00	3	9,3	1,51
4,00	4	9,5	1,51

LEGENDA:

w₀ - teor de umidade;

ρ_d - massa específica.seca

Finalmente, em função das características observadas, até à profundidade de 20 metros, o solo pesquisado apresenta as seguintes classificações:

- a) quanto à Gênese - RESIDUAL DE ARENITO;
- b) de acordo com a Pedologia - LATOSSOLO VERMELHO ESCURO A AMARELO;
- c) textural - AREIA FINA ARGILOSA;
- d) em função do Sistema Unificado - FAIXA DOS SOLOS GROSSOS, caracterizado por AREIA FINA ARGILOSA;
- e) quanto ao Sistema HRB - SOLO ARENOSO, pertencente ao grupo A-2-4.

5.4 ENSAIOS QUÍMICOS

As TABELAS 5.3A e 5.3B apresentam os resultados dos ensaios químicos.

TABELA 5.3A Resultados de ensaios químicos. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Condição e prof.(m) da amostra	Na (ppm)	K	Ca	Mg	(H+Al)	S	CTC	V (%)
mEq/100ml de solo								
natural 1,00	20	0,05	0,3	---	2,7	0,35	3,05	11,50
natural 2,00	20	0,05	0,2	---	2,2	0,25	2,45	10,20
natural 3,00	15	0,05	0,3	---	2,0	0,35	2,35	14,89
natural 4,00	20	0,05	0,2	---	2,2	0,25	2,45	10,20
IL1 1,00	10	0,04	0,3	---	2,8	0,34	3,14	10,83
IL1 2,00	10	0,05	0,3	---	2,4	0,35	2,75	12,73
IL1 3,00	15	0,04	0,3	---	2,0	0,34	2,34	14,53
IL1 4,00	10	0,04	0,2	---	2,5	0,24	2,74	8,76
IL2 1,00	15	0,04	0,6	0,1	2,8	0,74	3,54	20,90
IL2 2,00	20	0,05	0,2	---	2,4	0,25	2,65	9,43
IL2 3,00	25	0,05	0,3	---	2,0	0,35	2,35	14,89
IL2 4,00	25	0,04	0,2	---	2,3	0,24	2,54	9,45
IL3 1,00	20	0,04	0,4	0,1	1,7	0,54	2,24	24,11
IL3 2,00	55	0,05	0,2	---	1,7	0,25	1,95	12,82
IL3 3,00	73	0,04	0,2	---	1,4	0,24	1,64	14,63
IL3 4,00	83	0,04	0,2	---	1,6	0,24	1,84	13,04

(Obs:- Legenda na próxima página, em seguida à TABELA 5.3B).

TABELA 5.3B Resultados de ensaios químicos. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Condição e prof.(m) da amostra	pH H ₂ O	pH KCl	Δ pH	MO (%)	SiO ₂ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Ki	Kr
natural 1,00	4,24	3,87	-0,37	0,5	47,89	8,70	36,33	2,24	1,94
natural 2,00	4,59	4,15	-0,44	0,3	45,30	10,52	27,54	2,80	2,25
natural 3,00	4,80	4,24	-0,56	0,2	47,67	9,73	20,46	3,95	3,03
natural 4,00	4,64	4,02	-0,62	0,2	48,61	10,55	28,84	2,86	2,32
IL1 1,00	4,21	3,92	-0,29	0,5	47,12	9,30	35,31	2,27	1,94
IL1 2,00	4,12	4,10	-0,02	0,3	46,45	10,11	27,14	2,91	2,35
IL1 3,00	4,75	4,02	-0,73	0,2	47,17	10,00	23,42	3,42	2,69
IL1 4,00	4,50	3,95	-0,55	0,2	48,12	10,14	27,80	2,94	2,39
IL2 1,00	4,27	4,02	-0,25	0,5	45,12	9,80	36,12	2,12	1,81
IL2 2,00	4,44	4,14	-0,30	0,3	44,13	10,15	28,14	2,67	2,17
IL2 3,00	4,75	4,35	-0,40	0,2	46,85	9,85	22,12	3,60	2,80
IL2 4,00	4,55	4,12	-0,43	0,2	48,01	10,84	28,01	2,91	2,34
IL3 1,00	4,76	4,50	-0,26	0,5	47,10	8,75	35,10	2,28	1,97
IL3 2,00	4,65	4,54	-0,11	0,4	46,35	9,98	28,08	2,81	2,29
IL3 3,00	4,95	4,75	-0,20	0,2	46,97	9,92	22,07	3,62	2,81
IL3 4,00	4,74	4,50	-0,24	0,2	48,02	10,81	27,92	2,92	2,35

LEGENDA:

prof. - profundidade (m);

IL1 - amostra inundada previamente com ácido muriático diluído em água, na proporção 1:100, com elevada concentração de ácido clorídrico, resultando pH 3;

IL2 - amostra inundada previamente com água potável (pH 7);

IL3 - amostra inundada previamente com sabão em pó diluído em água, na proporção 1:80, em volumes, destacando-se a presença do hidróxido de sódio, resultando pH 11;

mEq/100ml de solo - miliequivalente por cem mililitros de solo;

ppm - partes por milhão;

K, Ca, Mg, Na - cátions básicos (potássio, cálcio, magnésio e sódio);

S - soma de bases $\rightarrow S = K + Ca + Mg + Na$ (mEq/100ml de solo);

(H + Al) - cátions ácidos (mEq/100ml de solo);

CTC - capacidade de troca catiônica $\rightarrow CTC = K + Ca + Mg + Na + H + Al$;

V - saturação de bases $\rightarrow V = 100 S / CTC$ (%);

--- - valores insignificantes;

MO - matéria orgânica (%).

Os resultados dos ensaios químicos, que constam nas Tabelas 5.3A e 5.3B, permitem as seguintes constatações:

1ª) O solo natural apresenta baixa quantidade de sódio, o que pode explicar a existência de uma estrutura floculada. Sabe-se que a defloculação será tanto maior e mais rápida, quanto maior for a quantidade de sódio presente no líquido inundante, que é o elemento químico predominante nas águas sanitárias e nos sabões. Observa-se que as amostras inundadas previamente com o líquido L1 (solução de ácido muriático, de pH 3), sofreram uma redução na quantidade de sódio, ocorrendo o oposto para as amostras inundadas preliminarmente com o líquido L3 (solução de hidróxido de sódio, de pH 11);

2ª) A baixa Capacidade de Troca Catiônica (CTC), com valores que variaram de 1,64 a 3,54mEq/100ml de solo (ou de 1,02 a 2,21mEq/100g de solo, considerando $\rho = 1,6 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$), está condizente com o tipo do solo local, que é um Latossolo (CAVAGUTI, 1981). Esta faixa de valores da CTC, também indica que a caulinita pode ser o argilomineral predominante desse solo. Esta afirmação se baseia na proposta de GRIM (1953) que apresenta valores da CTC, em mEq/100g de solo, para alguns argilominerais:

<u>argilomineral</u>	<u>CTC (mEq/100g de solo)</u>
Caulinita	3 - 15
Ilita	10 - 40
Vermiculita	100 - 150
Montmorilonita	80 - 150

3ª) O pH desse solo, na profundidade de 1 a 4 metros, variou de 4 a 5. Trata-se, portanto, de um solo de hiperácido a ácido, conforme a escala proposta por Pratolongo, citada por BOTELHO DA COSTA (1985):

<u>pH do solo</u>	<u>designação</u>
≤4,5	hiperácido
4,6 a 5,5	ácido
5,6 a 6,5	subácido
6,6 a 7,5	neutro
7,6 a 8,5	subalcalino
8,6 a 9,5	alcalino
≥9,6	hiperalcalino

4ª) A variação do pH, entre as medições feitas em cloreto de potássio e água destilada, resultou negativa, em todas as amostras analisadas, indicando que esse solo possui capacidade de retenção de cátions;

5ª) A quantidade de matéria orgânica é baixa (<1%), variando de 0,2 a 0,5%, não sendo ela, portanto, a razão maior da acidez desse solo. A acidificação desse solo deve ter ocorrido, provavelmente, devido a perda de bases, arrastadas por águas de infiltração.

6ª) As quantidades de sílica e de sesquióxidos foram determinadas na fração argila e serviram para o cálculo dos índices K_i e K_r , conhecidos também por “índices de alteração”, segundo ROCHA FILHO et al. (1985). Os valores encontrados para K_i , próximos de 2, confirmam a presença predominante da caulinita, dentre os argilominerais. O índice K_r , por sua vez, tem sido empregado para indicação do grau de laterização de um solo. MEDINA & NOGAMI (1985) propuseram:

$K_r > 2$ → solo não-laterítico;

$1,33 \leq K_r \leq 2$ → solo laterítico;

$K_r < 1,33$ → laterita.

Mediante essa proposta, o solo pesquisado se enquadraria como laterítico apenas na profundidade de 1 metro ($K_r = 1,92$) e, não-laterítico nas profundidades de 2, 3 e 4 metros, mesmo com valores de K_r próximos de 2 (variaram de 2,17 a 3,03). A respeito do grau de laterização desse solo, existe o estudo de GIACHETI & RUSSO (1995), que obtiveram valores de V_b - “valeur de blue”, situados entre 0,5 e 1,0g/100g de solo, relativos às profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, indicando, com 100% de acerto, que nessas camadas o solo tem comportamento laterítico.

5.5 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (M.E.V.) E DE TRANSMISSÃO (M.E.T.)

Constatou-se, através da M.E.V., que a estrutura do solo pesquisado é formada por partículas grandes, enquadradas na fração areia, com formato subangular, mantidas por contrafortes de silte e, em alguns casos, cimentadas por partículas da fração argila. Existem, também, os grumos de areia-argila-silte, formando “torrões”.

Observou-se que os agregados, na sua maioria, são formados por simples encaixe (empacotamento) de grãos de diversos tamanhos e, em alguns casos, constituídos por cimentações, que ocorrem, provavelmente devido a presença de compostos de ferro e alumínio, chamados, neste caso, de “torrões de argila” e que podem apresentar granulometria de silte ou de areia.

As FOTOS 5.1, 5.2 e 5.3, são feitas a partir de uma mesma lâmina, que foi preparada de uma amostra coletada na profundidade de 4,00m. A FOTO 5.1, feita com ampliação de 100 vezes, mostra que o solo, nessa profundidade, ainda possui elevada porosidade e que suas partículas são subangulares. A FOTO 5.2, feita com ampliação de 750 vezes, mostra, em detalhe, a área enquadrada na FOTO 5.1, em que se observam partículas da fração silte aglutinadas num grão de quartzo. A FOTO 5.3, feita com ampliação de 3.500 vezes, mostra, em detalhe, a área enquadrada na FOTO 5.2, em que se observa um aglomerado de partículas de silte e argila, com elevada quantidade de microporos.

A FOTO 5.4 foi obtida mediante Microscopia Eletrônica de Transmissão, com ampliação de 26.000 vezes e mostra que o argilomineral predominante nesse solo é a caulinita, confirmando a indicação que já havia sido feita com base nos resultados dos ensaios químicos, em que se obtiveram valores de Ki muito próximos de 2, e, com base nos valores da CTC, que variaram de 1,64 a 3,54mEq/100ml de solo. A caulinita é um argilomineral característico dos solos laterizados, geralmente formado em meio

ácido, onde o sódio, o potássio, o cálcio e o magnésio são bastante lixiviados, introduzindo-se íons hidrogênio durante a formação da argila.

FOTO 5.1 Solo de elevada porosidade, com partículas subangulares, situado a 4,00m de profundidade. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

OBS:- A área em destaque é reproduzida na Foto 5.2.

FOTO 5.2 Partículas da fração silte aglutinadas num grão de quartzo, presentes na profundidade de 4,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

OBS:- A área em destaque é reproduzida na Foto 5.3.

FOTO 5.3 Partículas de silte e argila, com elevada quantidade de microporos, presentes na profundidade de 4,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FOTO 5.4 Presença da caulinita. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

5.6 DIFRAÇÃO DE RAIOS X

Na presente pesquisa, os difratogramas foram obtidos em duas etapas distintas. Na primeira etapa utilizaram-se amostras do solo, com sua granulometria natural, cujas lâminas forneceram difratogramas que apresentaram apenas picos referentes ao quartzo. A FIGURA 5.2 mostra um difratograma obtido da amostra correspondente à profundidade de 2 metros, em que se observa a presença de quartzo, com ângulo de difração (2θ) igual a $26,8^\circ$, o que corresponde a uma distância basal de $3,33\text{\AA}$.

Na segunda etapa, realizaram-se ensaios utilizando-se amostras constituídas somente de partículas abaixo de $2\mu\text{m}$, o que possibilitou detectar o argilomineral predominante no solo. A FIGURA 5.3 mostra um difratograma obtido da amostra correspondente à profundidade de 2 metros, onde se observa que o argilomineral predominante é a caulinita, com ângulo de difração (2θ) igual a $14,3^\circ$, o que corresponde a uma distância basal de $7,18\text{\AA}$.

Através das análises de difração de raios-x, verificou-se que as partículas maiores são de grãos de quartzo e as menores são de caulinita.

No ANEXO 8 podem ser observados os difratogramas obtidos com as amostras correspondentes às demais profundidades pesquisadas.

FIGURA 5.2 Difratograma simplificado do solo, situado a 2,00m de profundidade, destacando a presença do quartzo. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.3 Difratograma simplificado do solo, situado a 2,00m de profundidade, destacando a presença da caulinita. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

5.7 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

A FIGURA 5.4 apresenta curvas de adensamento de corpos-de-prova correspondentes às profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, em que se observa um crescimento de resistência às deformações, com a profundidade. Ressalta-se que essas curvas correspondem a média de três ensaios, para cada profundidade.

Com as curvas da FIGURA 5.4 foram determinadas as pressões de pré-adensamento, aplicando-se o método de Pacheco Silva. Os valores encontrados para essas pressões, nas profundidades de 1 a 4 metros, superam as respectivas pressões geostática, o que caracteriza o solo, nessas camadas, como pré-adensado.

A TABELA 5.4 apresenta os valores da pressão de pré-adensamento, da pressão geostática e da razão de pré-adensamento (OCR). Considerando que os valores da pressão de pré-adensamento variam também em função do teor de umidade, conseqüentemente os valores da OCR podem oscilar ao longo de um perfil do terreno, em função desse parâmetro e não apenas em função da profundidade. Esse fato ficou evidenciado na presente pesquisa, onde se constata que a OCR a 2,00m (com teor de umidade médio de 11,4%) é menor que a 3,00m (com teor de umidade médio de 10,2%).

As FIGURAS 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8 apresentam curvas de adensamento de corpos-de-prova correspondentes, respectivamente, às profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, em que se observa o efeito da inundação do solo, empregando-se as soluções líquidas já mencionadas. Nas quatro camadas pesquisadas, constata-se que os líquidos L1 (ácido muriático diluído em água, com pH 3) e L2 (água potável, com pH 7), produziram, praticamente, os mesmos efeitos na curva “tensão x deformação”, enquanto que o líquido L3 (sabão em pó diluído em água, com pH 11), provocou um colapso bem maior. A causa dessa ocorrência se deve ao aumento das forças de repulsão.

FIGURA 5.4 Curvas de adensamento, sem inundação. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

TABELA 5.4 Pressão de pré-adensamento, pressão geostática e razão de pré-adensamento. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Profundidade (m)	Pressão de pré-adensamento (kPa)	Pressão geostática (kPa)	Razão de pré-adensamento
1,00	41	15	2,73
2,00	52	30	1,73
3,00	90	46	1,96
4,00	105	62	1,69

FIGURA 5.5 Efeito da inundação, a 0kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 1,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.6 Efeito da inundação, a 0kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 2,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.7 Efeito da inundação, a 0kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 3,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.8 Efeito da inundação, a 0kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 4,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

A FIGURA 5.9 mostra a influência da temperatura do líquido inundante, no comportamento da curva “tensão x deformação”, empregando-se a solução à base de sabão, de pH 11 (líquido L3), sob tensão de 50kPa, em corpos-de-prova, correspondentes à profundidade de 1,00m. Essas curvas mostram que, com o aumento da temperatura do líquido inundante, o solo sofre maiores colapsos, provavelmente em razão de ter suas partículas cimentantes diluídas mais facilmente. Esse ponto, no entanto, requer uma análise mais cuidadosa, pois é provável também, que existindo pontes de argila, a influência da temperatura estaria associada a alterações na espessura da camada de água adsorvida e a sua viscosidade.

FIGURA 5.9 Efeito da temperatura do líquido inundante, à base de sabão em pó, de pH 11, a 50kPa. Profundidade de 1,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Porém a constatação mais interessante, a propósito da variação da temperatura do líquido inundante, diz respeito à velocidade do colapso. Quanto maior a temperatura desse líquido, mais rápido se dá o colapso. A FIGURA 5.10 mostra essa influência, onde as curvas “deformação x $\sqrt{\text{tempo (min)}}$ ” foram ajustadas para um mesmo ponto inicial, no eixo das deformações, com o objetivo de facilitar a visualização do fenômeno.

FIGURA 5.10 Velocidades de deformações do solo em função da temperatura do líquido inundante, à base de sabão em pó, de pH 11, em ensaios de adensamento. Profundidade de 1,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

A FIGURA 5.11 apresenta o efeito da inundação, empregando-se os líquidos já mencionados, de diferentes composições químicas, sob tensão de 50kPa, para o solo situado na profundidade de 3,00m, incluindo, entre esses líquidos, o álcool combustível (etanol). Essa Figura destaca o trecho de maior interesse, onde ocorreram as deformações devido à inundação.

Os líquidos empregados nas condições ilustradas na FIGURA 5.11, produziram as seguintes deformações volumétricas, em porcentagem:

- L1 - solução de ácido muriático (pH 3).....1,29
- L2 - água potável (pH 7).....2,61
- L3 - solução de hidróxido de sódio (pH 11).....3,15
- L4 - etanol (pH 8,6).....0,57

FIGURA 5.11 Efeito da inundação, a 50kPa, com líquidos de diferentes composições químicas. Profundidade de 3,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

A TABELA 5.5 apresenta os índices físicos do solo, obtidos com base nos ensaios de adensamento. Para cada profundidade e respectiva condição de ensaio do corpo-de-prova, foram registrados os índices físicos que melhor representaram a média dos três ensaios realizados em idênticas condições.

TABELA 5.5 Índices físicos obtidos nos ensaios de adensamento. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Profundidade (m)	Condição do cp	e_o	w_o (%)	γ_o (kN/m ³)	Sr_o (%)	Sr_i (%)	$e\sigma_n$	$e\sigma_i$
1,00	N	0,96	9,9	14,9	27	-	-	-
1,00	I03	0,90	9,2	15,3	27	94	-	-
1,00	I07	0,93	9,3	15,0	26	95	-	-
1,00	I011	0,96	9,2	14,8	26	82	-	-
1,00	I503	0,84	9,4	15,8	30	95	0,72	0,70
1,00	I507	0,88	8,6	15,4	26	93	0,80	0,74
1,00	I5011	1,00	9,0	14,5	24	85	0,93	0,85
2,00	N	0,91	11,6	15,8	34	-	-	-
2,00	I03	0,94	11,4	15,5	33	83	-	-
2,00	I07	0,92	11,3	15,6	33	96	-	-
2,00	I011	0,89	10,8	15,8	33	93	-	-
2,00	I503	0,90	11,2	15,8	34	87	0,84	0,81
2,00	I507	0,97	9,8	15,0	27	85	0,91	0,85
2,00	I5011	0,93	11,1	15,5	32	88	0,77	0,71
3,00	N	0,94	9,9	15,2	28	-	-	-
3,00	I03	0,96	9,5	15,0	27	88	-	-
3,00	I07	0,83	10,5	16,2	34	95	-	-
3,00	I011	0,89	9,7	15,5	29	90	-	-
3,00	I503	0,86	11,3	16,0	35	86	0,80	0,79
3,00	I507	0,83	10,4	16,2	34	100	0,76	0,72
3,00	I5011	0,86	11,4	16,1	36	79	0,78	0,73
4,00	N	0,77	8,7	16,3	30	-	-	-
4,00	I03	0,85	8,8	15,6	27	100	-	-
4,00	I07	0,76	9,3	16,4	32	94	-	-
4,00	I011	0,77	8,5	16,2	29	87	-	-
4,00	I503	0,77	9,1	16,3	31	92	0,69	0,68
4,00	I507	0,76	9,0	16,4	31	83	0,72	0,68
4,00	I5011	0,77	9,4	16,4	33	90	0,67	0,63

Obs:- Legenda na próxima página.

LEGENDA (TABELA 5.5):

cp	- corpo-de-prova;
N	- natural;
I03	- inundado a 0kPa com líquido à base de ácido muriático, de pH 3;
I07	- inundado a 0kPa com água potável, de pH 7;
I011	- inundado a 0kPa com líquido à base de sabão em pó, de pH 11;
I503	- inundado a 50kPa com líquido à base de ácido muriático, de pH 3;
I507	- inundado a 50kPa com água potável, de pH 7;
I5011	- inundado a 50kPa com líquido à base de sabão em pó, de pH 11;
e_o	- índice de vazios do solo no estado natural;
w_o	- teor de umidade do solo no estado natural;
γ_o	- peso específico do solo no estado natural;
Sr_o	- grau de saturação do solo no estado natural;
Sr_i	- grau de saturação do solo inundado;
$e\sigma_n$	- índice de vazios do solo submetido a uma pressão σ , anterior à inundação do corpo-de-prova;
$e\sigma_i$	- índice de vazios do solo submetido a uma pressão σ , posterior à inundação do corpo-de-prova.

5.8 PROVAS DE CARGA

Foram realizadas 16 provas de carga diretas, sobre placa rígida de 0,80m, tendo sido duas provas em terreno natural e duas com inundação, à cada metro, nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros.

As provas foram feitas pelo método de carga rápida, adotando-se um tempo de 15 minutos para cada estágio de carregamento. Todas as provas de carga realizadas em terreno natural apresentaram “ruptura” progressiva, tendo sido estabelecido, preliminarmente, garantir, em cada prova de carga, uma deformação total de pelo menos 25mm, e, dessa forma poder estimar a pressão admissível, segundo o critério adotado no Código de Obras da Cidade de Boston (MELLO, 1971).

As FIGURAS 5.12, 5.13, 5.14 e 5.15 apresentam as curvas “pressão x recalque” das provas de carga realizadas no terreno natural, nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros. Essas figuras mostram que as provas de carga realizadas numa mesma camada apresentam curvas muito semelhantes entre si.

FIGURA 5.12 Provas de carga sobre placa em solo natural. Profundidade: 1,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.13 Provas de carga sobre placa em solo natural. Profundidade: 2,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.14 Provas de carga sobre placa em solo natural. Profundidade: 3,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.15 Provas de carga sobre placa em solo natural. Profundidade: 4,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

A FIGURA 5.16 mostra a variação das curvas “pressão x recalque”, para várias profundidades, onde cada curva representa a média das duas provas de carga

realizadas na respectiva camada. Nota-se que a deformabilidade decresce com a profundidade, de maneira praticamente uniforme, apresentando uma diferença um pouco maior nessa variação, entre os resultados obtidos nas camadas de 2 e 3 metros. Com base nas curvas “pressão x recalque” mostradas nessa Figura, obtêm-se as pressões admissíveis, adotando-se como sendo a metade da pressão que causa a deformação de 25mm. Com base nesse critério, têm-se, para as profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, respectivamente, as seguintes pressões admissíveis, em kPa: 50, 65, 110 e 132. Com base nesses valores, adotaram-se as pressões de inundação, trabalhando-se com múltiplos de 10kPa, ou seja: 50, 70, 110 e 130kPa, respectivamente.

FIGURA 5.16 Provas de carga sobre placa em solo natural. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Nas provas de carga com inundação, empregaram-se os líquidos L2 e L3. O líquido L2 corresponde a água potável, de pH 7 e, o líquido L3, foi obtido diluindo-se sabão em pó em água, na proporção 1:80, em volumes, com elevada concentração de hidróxido de sódio, resultando uma solução de pH 11. Nessas provas, as pressões eram aplicadas em estágios, também de 15 minutos, até que se atingisse o valor da

pressão admissível, quando então, o solo era mantido sob essa pressão mais 15 minutos, sofrendo, em seguida, o encharcamento. A vazão do líquido inundante era controlada, mantendo-se, no fundo do poço, uma coluna de líquido, de aproximadamente, 100mm. Nesse estágio, a pressão era mantida, até praticamente estabilizarem-se as deformações. Em seguida, novas pressões eram aplicadas, em intervalos de 15 minutos, até que se atingisse uma deformação total na faixa de 40 a 50mm.

À medida que se concluía uma prova de carga com inundação, imediatamente retirava-se a placa e coletavam-se amostras do solo ao nível da cota carregada. Com essas amostras determinavam-se o teor de umidade, a massa específica saturada e o pH do solo. Com as correlações usuais da Mecânica dos Solos, determinaram-se os demais índices físicos do solo saturado. O teor de umidade do solo inundado variou de 15,1 a 20,8% enquanto que o grau de saturação situou-se na faixa de 52 a 76%. O índice de vazios do solo inundado variou de 0,71 a 0,82, sendo que o pH não apresentou variação significativa, com a inundação, situando-se na faixa de 4,32 a 4,95, que são valores muito próximos dos obtidos para o terreno em sua condição natural, como pôde ser observado na Tabela 5.3B, comportamento coerente, considerando-se que o solo apresenta efeito tampão.

Não obstante as amostras do solo inundado tenham sido coletadas em menos de 10 minutos, após retirada a placa, os valores do teor de umidade obtidos, sem dúvida, estão abaixo dos valores reais que esses índices apresentaram durante a execução das provas de carga, mesmo tendo sido mantido o líquido inundando o solo até o instante de se retirar a placa. Esse fato ocorre em função do elevado coeficiente de permeabilidade, característico do solo estudado (predominantemente arenoso).

As FIGURAS 5.17, 5.18, 5.19 e 5.20 mostram o efeito de inundação do solo, com os líquidos L2 e L3, de pH 7 e pH 11, onde se observa que o líquido alcalino, à base de hidróxido de sódio, é mais agressivo que a água potável, de pH 7. Esse resultado está coerente com o que foi encontrado nos ensaios de adensamento.

FIGURA 5.17 Efeito de inundação do solo, com diferentes líquidos. Profundidade: 1,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.18 Efeito de inundação do solo, com diferentes líquidos. Profundidade: 2,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.19 Efeito de inundação do solo, com diferentes líquidos. Profundidade: 3,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

FIGURA 5.20 Efeito de inundação do solo, com diferentes líquidos. Profundidade: 4,00m. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

5.9 PRESSÕES DE RUPTURA DO TERRENO, OBTIDAS POR EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS “PRESSÃO X RECALQUE”

As pressões de ruptura do terreno, para as profundidades de 1 a 4 metros, com e sem inundação, foram determinadas com o objetivo de avaliar se a composição química do líquido inundante tem alguma influência nos valores dessas pressões.

As provas de carga sem inundação mostraram que o terreno sofre uma deformação progressiva com o carregamento, do tipo “ruptura localizada”.

Para se determinar a pressão de ruptura mais provável, ajustou-se, aos pontos da curva “pressão x recalque”, funções matemáticas normalmente utilizadas para provas de carga em estacas, onde a pressão de ruptura é obtida pela assíntota à função adotada.

Uma das funções foi a mesma utilizada por VAN DER VEEN (1953) (exponencial) - Eq. (5.6) e a outra foi a mesma empregada por CHIN (1970) (hiperbólica) - Eq. (5.7). O ajuste foi feito com o emprego da técnica de regressão linear. Nesse trabalho, os símbolos que representam os elementos dessas duas funções matemáticas, foram ajustados em conformidade com o usual na Geotecnia.

$$\sigma = \sigma_r (1 - e^{a+b\delta}) \quad \text{Eq. (5.6)}$$

$$\sigma = \frac{\delta}{a+b/\sigma_r} \quad \text{Eq. (5.7)}$$

onde:

σ - pressão aplicada na placa (kPa);

σ_r - pressão de ruptura (kPa);

δ - recalque da placa para a pressão σ (mm);

a e b - constantes da função.

A TABELA 5.6 apresenta as pressões de ruptura do terreno, para as profundidades de 1 a 4 metros, com e sem inundação, referentes as dezesseis provas de carga realizadas no Campo Experimental da UNESP de Bauru, aplicando-se as funções utilizadas por VAN DER VEEN (1953) e CHIN (1970).

As TABELAS 5.7 e 5.8 apresentam os percentuais de perda da capacidade de carga do terreno, devido a inundação, considerando-se os dois tipos de líquidos inundantes utilizados. Nessas Tabelas, a pressão de ruptura, sem inundação (σ_{rN}), foi considerada como sendo a média das duas provas de carga executadas, em cada profundidade.

Analisando-se os resultados da TABELA 5.7, em que se aplicaram as pressões calculadas pelo método de Van der Veen, constata-se que na profundidade de 2,00m, os percentuais de perda não estão muito coerentes com os percentuais resultantes nas demais profundidades estudadas, principalmente para o líquido L3. Desprezando-se esses dois valores (17% e 3%), constata-se que o terreno sofreu uma perda na sua capacidade de carga, com valores que variaram de 26 a 37%, quando inundado com água potável, de pH 7, e de 26 a 36%, quando inundado com uma solução de sabão em pó, de pH 11. Feita idêntica análise com os resultados da TABELA 5.8, em que se aplicaram as pressões calculadas pelo método de Chin, constata-se uma variação na perda de capacidade de carga, de 26 a 56%, quando inundado com água potável, de pH 7, e de 29 a 55%, quando inundado com uma solução de sabão em pó, de pH 11.

Comparando-se, à cada metro de profundidade, os percentuais de perda de capacidade de carga do terreno, para os dois líquidos empregados, constatam-se valores muito próximos entre si, podendo indicar que a composição química dos líquidos inundantes utilizados, não influenciou nesses valores, quando se consideram as pressões correspondentes à ruptura do terreno.

Esses valores de perda de capacidade de carga, estão bastante coerentes com os que foram obtidos por AGNELLI (1992), ao executar 12 (doze) provas de carga diretas, nas profundidades de 1 e 2 metros, num terreno situado a 140 metros de distância da atual área de pesquisa, onde registraram-se perdas de capacidade de

carga, devido à inundação, variando de 39 a 52%, tendo sido empregado, naquele trabalho, água potável, de pH 9.1, como líquido inundante.

TABELA 5.6 Pressões de ruptura do terreno, com e sem inundação. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Prof. (m)	Condição do solo	σ_i (kPa) e líq. inund.	VAN DER VEEN σ_r (kPa)	R^2	CHIN σ_r (kPa)	R^2
1,00	N	-	176	.9933	189	.9799
1,00	N	-	175	.9939	170	.9695
2,00	N	-	220	.9665	192	.9880
2,00	N	-	192	.9917	210	.9837
3,00	N	-	320	.9925	361	.9900
3,00	N	-	330	.9901	317	.9731
4,00	N	-	349	.9973	464	.9563
4,00	N	-	350	.9882	366	.9851
1,00	I	50 L2	110	.9574	78	.9975
1,00	I	50 L3	112	.9580	81	.9541
2,00	I	70 L2	172	.9862	149	.9580
2,00	I	70 L3	200	.9755	143	.9432
3,00	I	110 L2	240	.9756	216	.9817
3,00	I	110 L3	240	.9681	201	.9744
4,00	I	130 L2	240	.9719	230	.9875
4,00	I	130 L3	256	.9559	219	.9739

LEGENDA:

Prof. - Profundidade;

N - Natural;

I - Inundado;

σ_i - Pressão de inundação;

σ_r - Pressão de ruptura;

R^2 - coeficiente de correlação estatística;

L2 - água potável, de pH 7;

L3 - sabão em pó diluído em água, na proporção 1:80, em volumes, com elevada concentração de hidróxido de sódio, resultando uma solução de pH 11.

TABELA 5.7 Perda da capacidade de carga devido à inundação com líquidos de diferentes composições químicas, considerando-se as pressões calculadas pelo método de Van der Veen (1953). Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Profundidade (m)	σ_{rN} (kPa)	σ_{rI} L2 (kPa)	σ_{rI} L3 (kPa)	Perda da capacidade de carga (%) devido à inundação	
				L2	L3
1,00	175	110	112	37	36
2,00	206	172	200	17	3
3,00	325	240	240	26	26
4,00	349	240	256	31	27

TABELA 5.8 Perda da capacidade de carga devido à inundação com líquidos de diferentes composições químicas, considerando-se as pressões calculadas pelo método de Chin (1970). Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Profundidade (m)	σ_{rN} (kPa)	σ_{rI} L2 (kPa)	σ_{rI} L3 (kPa)	Perda da capacidade de carga (%) devido à inundação	
				L2	L3
1,00	179	78	81	56	55
2,00	201	149	143	26	29
3,00	339	216	201	36	41
4,00	415	230	219	45	47

LEGENDA (TABELAS 5.7 e 5.8):

σ_{rN} - pressão de ruptura, sem inundação;

σ_{rI} - pressão de ruptura, com inundação;

L2 - água potável, de pH 7;

L3 - sabão em pó diluído em água, na proporção 1:80, em volumes, com elevada concentração de hidróxido de sódio, resultando uma solução de pH 11.

5.10 AVALIAÇÃO DO COLAPSO

Na literatura são citados diversos critérios empregados para identificação de solos colapsíveis, sendo que nesse trabalho foram adotados:

- . critérios baseados em índices físicos e limites de Atterberg;
- . critério de Vargas;
- . resultados de provas de carga.

5.10.1 CRITÉRIOS BASEADOS EM ÍNDICES FÍSICOS E LIMITES DE ATTERBERG

Foram determinados coeficientes de colapso com base em índices físicos e limites de Atterberg, aplicando os critérios formulados por DENISOV (1951), GIBBS & BARA (1962), pelo Código de Obras da ex-URSS (1962) e por FEDA (1966). A TABELA 5.9 apresenta os valores dos coeficientes de colapso obtidos com base nesses critérios, onde se constata que, pelo menos até a profundidade pesquisada, o solo é colapsível.

TABELA 5.9 Coeficiente de colapso k , determinado com base em índices físicos e limites de Atterberg. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Profundidade (m)	Denisov	Gibbs & Bara	Ex-URSS	Feda
1,00	0,50	2,02	0,24	5,08
2,00	0,63	1,57	0,18	2,33
3,00	0,67	1,50	0,16	2,32
4,00	0,80	1,25	0,09	1,63

Obs:- O solo é colapsível se:

- a) Denisov: $0,50 < k < 0,75$
- b) Gibbs & Bara: $k > 1$
- c) Código de obras da ex-URSS: $k \geq -0,1$
- d) Feda: $k > 0,85$

Cabe ressaltar que o critério de Denisov não considera nenhuma classificação para os solos que apresentam coeficiente K entre 0,75 e 1,50. No entanto, NOWATZKI (1985) propõe, para esse intervalo, a classificação do solo como moderadamente colapsível. O solo pesquisado, referente à profundidade de 4,00m, se enquadra nessa faixa.

5.10.2 CRITÉRIO DE VARGAS (1978)

A TABELA 5.10 apresenta os valores do coeficiente de colapso estrutural i proposto por VARGAS (1978), até a profundidade de 4,00m, em função da pressão de inundação e da composição e temperatura do líquido inundante. Esses valores mostram que, quando o solo é inundado com uma solução de ácido muriático, de pH 3, ou com etanol, de pH 8,6, a deformação que ele sofre não apresenta intensidade suficiente para enquadrá-lo como colapsível, segundo esse critério. No entanto, para as demais condições impostas, o solo apresentou-se colapsível. De acordo com Vargas, o solo é colapsível para $i > 2\%$.

TABELA 5.10 Coeficiente de colapso estrutural i proposto por VARGAS (1978). Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Profundidade (m)	Pressão de inundação (kPa)	líquido inundante	Temperatura do líquido inundante (°C)	Coeficiente de colapso estrutural i (Vargas) (%)
1,00	50	L1	**	1,4
	50	L2	**	3,3
	50	L3	26	3,4
	50	L3	40	5,1
	50	L3	60	5,8
2,00	50	L1	**	1,5
	50	L2	**	3,2
	50	L3	**	3,7
3,00	50	L1	**	0,9
	50	L2	**	2,3
	50	L3	**	2,9
	50	ETANOL	**	0,3
4,00	50	L1	**	0,9
	50	L2	**	2,6
	50	L3	**	2,6

** não foi medida a temperatura. Estima-se em torno de 26°C (temperatura ambiente)

LEGENDA:

- L1 - ácido muriático diluído em água, na proporção de 1:100, com elevada concentração de ácido clorídrico, resultando uma solução de pH 3;
- L2 - água potável, com pH 7;
- L3 - sabão em pó diluído em água, na proporção de 1:80, em volumes, com elevada concentração de sódio, resultando uma solução de pH 11.

5.10.3 CONSTATAÇÃO DO COLAPSO EM PROVAS DE CARGA

A TABELA 5.11 apresenta os valores de colapso devido à inundação do terreno, observados nas provas de carga sobre placa. Nota-se uma diminuição nos valores de colapso, para as camadas mais profundas.

Em todas as camadas pesquisadas, o colapso foi maior quando a inundação foi feita com uma solução de sabão em pó em água, de pH 11, com elevada concentração de sódio (líquido L3). A causa dessa ocorrência seria o aumento das forças de repulsão.

TABELA 5.11 Influência do líquido inundante no colapso do solo, constatada em provas de carga sobre placa. Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

Profundidade (m)	Líquido inundante	Pressão de inundação (kPa)	Colapso (mm)	Tempo de inundação (min)
1,00	L2	50	15,05	345
	L3	50	17,08	300
2,00	L2	70	6,55	1020
	L3	70	10,48	435
3,00	L2	110	4,03	540
	L3	110	7,66	480
4,00	L2	130	4,46	524
	L3	130	8,29	240

LEGENDA:

- L2 - água potável, com pH 7;
- L3 - sabão em pó, diluído em água, na proporção 1:80, em volumes, com elevada concentração de sódio, resultando uma solução de pH 11.

6 CONCLUSÕES

1ª) O Campo Experimental da UNESP de Bauru, SP, apresenta um solo formado por uma areia fina argilosa, sendo que, as sondagens de simples reconhecimento e os ensaios de caracterização, já deixam bem claro o caráter colapsível desse solo, pelo menos até a profundidade de 4 metros, faixa em que se concentraram os estudos de colapsibilidade na presente pesquisa. Essa afirmação se baseia nas seguintes características constatadas:

- a) $N < 4$, indicando tratar-se de um solo fofo;
- b) $n > 40\%$, próprio de estruturas macroporosas;
- c) $S_r \leq 32\%$, o que confere ao solo um ganho de resistência, pelo surgimento de tensões capilares, resultando, em compensação, uma perda relativamente maior de capacidade de carga, quando esse solo vier a sofrer um encharcamento.

2ª) O solo estudado apresenta uma estrutura bastante porosa, formada por grãos de quartzo, interligados por contrafortes de silte e micronódulos de argila, em estado floculado, cujos contatos são reforçados por uma cimentação de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. O estado floculado pode ser explicado pela baixa presença de sódio (15 a 20ppm) e elevada acidez (pH variando de 4 a 5). Quando um fluido rico em sódio penetra nesse solo, provoca uma defloculação e um rearranjo das partículas coloidais, gerando o colapso.

3ª) O caráter colapsível ficou evidenciado, mediante todos os critérios adotados. Contudo, observou-se que o colapso depende da composição química do líquido inundante. Neste sentido, constatou-se que uma solução formada por uma parte de ácido muriático e 100 partes de água, de pH 3, e o etanol, de pH 8,6, em ensaios de adensamento, não causaram colapso nesse solo, segundo o critério proposto por Vargas. A ausência de colapso, no caso da solução ácida, de pH 3, pode ser explicada devido ao fato de não existirem carbonatos cimentantes nesse solo. Já no caso do etanol, a explicação de ausência de colapso, reside no fato de que o álcool apresenta tensão superficial e constante dielétrica muito baixas, parâmetros estes que influem diretamente na interação solo-líquido.

4ª) Constatou-se, através de ensaios de adensamento, que a temperatura do líquido inundante influi diretamente na velocidade do colapso. Essa constatação foi feita, empregando-se uma solução formada por uma parte de sabão em pó e 80 partes de água, resultando um líquido de pH 11, que foi aplicado em três diferentes temperaturas: 26, 40 e 60°. A explicação para essa ocorrência é que líquidos com temperaturas elevadas dissolvem mais rapidamente a cimentação entre as partículas, aumentando a velocidade do colapso.

5ª) Mediante os ensaios de adensamento observou-se que a água potável, de pH 7, e a solução de ácido muriático, de pH 3, produziram, praticamente, os mesmos efeitos nas curvas “tensão x deformação”, enquanto que a solução de sabão em pó em água, de pH 11, provocou deformações mais acentuadas. Essa ocorrência se deve, provavelmente, ao fato de que esse solo possui baixíssima concentração de sódio, com uma estrutura conseqüentemente floculada, cujas partículas, em presença de um líquido rico em sódio, sofrem maior dispersão, gerando um colapso de maior magnitude.

6ª) Com base nas provas de carga, constatou-se que o colapso diminui com a profundidade, segundo as equações, em cada caso:

a) Terreno inundado com água potável, de pH 7

$$C = 13,86z^{-0,96}$$

b) Terreno inundado com uma solução de sabão em pó em água, na proporção de 1:80, de pH 11, com elevada concentração de sódio

$$C = 16,29z^{-0,57}$$

sendo:

C - colapso (mm);

z - profundidade (m), z [1;4].

7ª) Nas provas de carga, a solução de água e sabão em pó, de pH 11, causou colapsos da ordem de 60 a 90% superiores aos provocados pela água potável, de pH 7, nas profundidades de 2, 3 e 4 metros. Essa diferença, no entanto, foi bem menor para a profundidade de 1 metro, atingindo 13%.

8ª) Ainda, com base nas provas de carga, observou-se que a velocidade média de colapso, empregando-se a solução de água e sabão em pó, de pH 11, foi da ordem de 2mm/h, enquanto que, com o emprego de água potável, de pH 7, essa velocidade foi da ordem de 1mm/h. Essa diferença explica o efeito devastador que vazamentos de esgoto doméstico têm causado no solo.

9ª) As funções matemáticas empregadas por Van der Veen (1953) e Chin (1970), para estimativa de cargas de ruptura de estacas, apresentaram, neste trabalho, resultados satisfatórios na previsão das pressões de ruptura, utilizando-se os resultados dos ensaios de placa, com e sem inundação.

10ª) Nas provas de carga constatou-se que a diferença de composição química de dois líquidos inundantes (água potável, de pH 7 e a solução de sabão em pó, de pH 11), não resultou diferenças significativas nos percentuais de perda de carga do terreno, quando se consideram as pressões de ruptura do solo, com inundação e sem

inundação. O que explica essa ocorrência é o fato de que quando as pressões atingem os valores que causam a ruptura do terreno encharcado, a estrutura do solo já está totalmente destruída e, a partir desse momento, a diferença de composição química do líquido inundante já não é mais um fator preponderante.

11ª) O argilomineral predominante no solo local é a caulinita. Essa afirmação é amparada pelos seguintes dados encontrados nesse trabalho:

- a) A variação da CTC foi de 1,02 a 2,21mEq/100g de solo, próxima do limite inferior da faixa de 3 a 15mEq/100g de solo, própria da caulinita, segundo GRIM (1953);
- b) A variação do índice de alteração K_i foi de 2,24 a 3,95, apontando para a possibilidade da presença de caulinita e illita, segundo as faixas de K_i propostas por BOTELHO DA COSTA (1985), ou seja, K_i em torno de 2 para a caulinita e de 2 a 3, para a illita;
- c) A Foto 5.4, obtida por meio da Microscopia Eletrônica de Transmissão, mostra que as partículas argilominerais que constituem esse solo, têm o formato hexagonal, próprio da caulinita;
- d) Os difratogramas, obtidos das amostras preparadas somente com partículas de dimensões abaixo de $2\mu\text{m}$, e que receberam radiação de cobalto, exibem picos bem destacados, com ângulo de difração de $14,3^\circ$, que corresponde a uma distância basal de $7,18\text{\AA}$, própria da caulinita.

12ª) É possível enquadrar o solo local como um “solo laterítico” ou como um solo que possui um certo “grau de laterização”, pelo menos até a profundidade de 4,00m, com base nas seguintes constatações:

- a) Ao comparar os valores obtidos para LL (de 17,4 a 23,3%) e para IP (de 4,4 a 10,8%), com os valores de LL e IP, típicos de alguns solos brasileiros, propostos por IGNATIUS (1988), conclui-se que o solo pesquisado enquadra-se como um solo arenoso fino, com comportamento laterítico;
- b) Através dos ensaios químicos, obteve-se o índice de alteração K_r , que variou de 1,92 a 3,03, com valores muito próximos de 2, que é o limite entre um solo laterítico e um solo não-laterítico;

- c) A presença da caulinita, como argilomineral predominante;
- d) A presença de óxido de ferro;
- e) O baixo valor da CTC;
- f) A presença de nódulos, formados por cimentações de partículas menores, não chegando a ser, todavia, na forma de “pipoca”.

Essa conclusão encontra guarida nos estudos de GIACHETI & RUSSO (1995), que obtiveram valores de Vb - “valeur de blue”, situados entre 0,5 e 1,0g/100g de solo, indicando que esse solo tem comportamento laterítico.

13^a) Finalmente, pode-se afirmar que a hipótese apresentada neste trabalho se confirmou, ou seja **“a deformação do solo depende, dentre outros fatores, da composição química do líquido inundante”**. Essa constatação se verificou mediante os resultados obtidos nos ensaios de adensamento e nas provas de carga. O colapso depende, portanto, das interações químicas mais ou menos intensas entre as superfícies minerais e o líquido inundante.

ANEXOS

- ANEXO 1 - Boletim de precipitação pluviométrica.**
- ANEXO 2 - Temperatura, umidade e velocidade do ar.**
- ANEXO 3 - Relatório das sondagens de simples reconhecimento.**
- ANEXO 4 - A química de um solo.**
- ANEXO 5 - Água servida, de temperatura e alcalinidade elevadas.**
- ANEXO 6 - Dimensionamento das estacas de reação.**
- ANEXO 7 - Curva de calibração da célula de carga de 200kN.**
- ANEXO 8 - Difração de raios X.**
- ANEXO 9 - Boletim de análise química da água de abastecimento público da cidade de Bauru.**

ANEXO 1
BOLETIM DE PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA

UNESP - INSTITUTO DE PESQUISAS METEOROLÓGICAS

PRECIPITAÇÃO ACUMULADA DIÁRIA (mm)

(dàs 9h do dia anterior às 9h do dia indicado)

ANO: 1995

Local: Bauru, SP

Latitude: 22°21'30"

Longitude: 49°01'37"

Altitude: 620m

	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1	29,4	0,2	0,0	69,0	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	23,7	5,6	0,0	5,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	4,4	66,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	39,9	21,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8,2	15,0
5	30,4	47,9	43,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	4,8	25,8	6,2	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	10,2	0,0	0,0
7	0,0	33,5	0,0	0,9	20,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	5,9	1,7	0,0	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,2	0,0	0,0
9	9,8	47,9	35,0	0,0	0,0	0,0	5,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	0,0	4,9	18,5	2,0	24,0	0,0	25,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11	0,0	1,6	0,4	2,6	20,5	0,0	0,6	0,0	0,0	0,0	28,0	0,0
12	14,1	2,5	0,0	12,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	30,5	6,5
13	0,0	11,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,7	155,0
14	9,0	6,7	6,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	57,0	25,8	21,0
15	32,0	31,4	22,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,9	2,2	0,0
16	0,0	8,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	27,5	0,0	0,0
17	0,0	0,1	0,0	0,0	5,6	0,1	0,0	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0
18	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	4,3	0,0	0,0	0,0	11,5	0,0	0,0
19	0,7	14,9	0,0	3,0	7,0	0,4	7,0	0,0	7,5	0,0	0,0	20,0
20	1,7	19,0	0,0	37,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,8	0,0	0,0	0,8
21	0,0	39,9	0,0	35,0	0,6	0,6	10,0	0,0	0,4	15,0	0,0	0,7
22	11,7	0,9	1,2	0,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23	20,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
24	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	12,8	0,0	0,0	38,5
25	0,0	0,0	16,5	0,0	0,0	14,7	0,0	0,0	18,0	0,0	15,0	6,5
26	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8,0
27	0,0	0,0	0,0	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	10,5	0,0	0,0	0,0
28	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	22,5	0,0	8,0	10,0
29	10,7	****	0,0	0,0	0,0	0,8	0,0	0,0	1,8	7,0	0,0	2,6
30	66,1	****	10,0	0,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0	16,0	0,0	0,8
31	8,8	****	19,4	****	0,0	****	0,0	0,0	****	0,0	****	0,0
T	323,2	407,5	216,5	173,0	78,4	22,0	51,0	0,0	79,3	174,8	118,4	285,4

TOTAL ANUAL (1995) : 1929,5mm

**** Ausência de dados.

UNESP - INSTITUTO DE PESQUISAS METEOROLÓGICAS

PRECIPITAÇÃO ACUMULADA DIÁRIA (mm)

(dàs 9h do dia anterior às 9h do dia indicado)

ANO: 1996

Local: Bauru, SP

Latitude: 22°21'30''

Longitude: 49°01'37''

Altitude: 620m

	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,0	0,0	31,5	2,0
2	1,4	0,0	0,0	15,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0
3	9,0	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8,5	15,5	40,2	1,0
4	34,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	15,5	4,4	11,0	0,0
5	0,0	4,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	0,0	0,4	7,0
6	5,6	0,0	29,5	0,0	0,0	3,7	0,0	0,0	14,0	0,0	0,0	29,0
7	21,8	0,9	66,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,0	0,0	0,0
8	65,0	0,1	27,0	0,0	0,0	1,2	0,0	0,0	3,5	0,0	0,0	16,2
9	3,8	0,0	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	16,0	0,0	0,0	12,4
10	33,0	2,9	0,0	8,5	15,0	0,0	0,0	12,0	53,0	0,0	0,0	0,0
11	0,0	66,0	0,7	4,4	29,5	0,0	0,0	3,5	22,5	13,0	0,0	0,1
12	42,0	0,0	0,2	5,8	0,0	0,0	0,0	1,0	0,6	8,5	0,0	1,6
13	0,0	0,0	0,0	1,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	14,5	0,0	12,5
14	0,0	0,0	0,0	6,2	9,8	0,0	0,0	0,0	0,0	5,0	25,5	0,0
15	0,0	0,0	12,5	0,5	0,0	0,0	0,0	6,0	0,0	0,0	0,1	0,0
16	0,0	0,0	3,0	0,0	17,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	33,2	0,0
17	0,0	0,0	48,0	32,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,0	0,0	40,0	4,2
18	0,3	0,0	0,3	0,5	5,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	23,5
19	0,0	22,5	0,0	0,0	0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20	0,0	15,2	2,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,4	27,5	2,0
21	4,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	10,1	0,5
22	5,0	11,0	0,0	0,0	6,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
23	1,4	6,0	24,5	0,0	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
24	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
25	0,0	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,0	3,1	0,0	0,0
26	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8	31,0	0,0	3,0
27	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,4	0,0	1,0
28	4,2	0,4	0,0	0,0	0,0	18,6	1,6	0,0	0,0	0,8	0,0	30,0
29	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	19,0
30	0,0	****	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	0,0	0,0	9,5
31	0,0	****	0,0	****	0,0	****	0,0	0,0	****	0,0	****	6,1
T	231,8	141,2	218,3	74,0	90,7	26,1	1,6	22,5	155,8	109,3	220,5	213,6

TOTAL ANUAL (1996): 1505,3mm

**** Ausência de dados.

ANEXO 2

TEMPERATURA, UMIDADE E VELOCIDADE DO AR

TEMPERATURAS MÍNIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1995

(°C)

DIA	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	20,4	21,8	22,0	18,1	18,4	13,4	14,0	18,0	21,0	17,8	14,0	20,5
2	20,8	21,0	21,4	16,4	20,4	16,8	15,0	17,5	21,0	18,0	16,0	21,0
3	21,4	20,3	22,3	15,2	17,5	13,7	15,7	20,5	16,0	17,6	16,8	20,5
4	20,5	19,4	20,5	16,0	17,6	13,5	17,3	15,0	13,0	15,5	16,0	20,0
5	21,0	19,5	20,2	17,5	19,6	11,8	16,3	13,0	12,4	17,0	17,2	19,0
6	22,0	19,0	19,6	19,0	19,4	14,0	17,0	12,0	13,5	17,0	19,8	17,8
7	22,0	17,8	20,8	19,4	19,2	15,5	18,5	12,5	14,6	17,0	21,6	19,2
8	21,4	18,3	21,3	19,2	17,0	15,0	13,5	19,2	17,4	17,5	22,8	20,6
9	19,0	20,1	21,0	19,4	18,0	15,0	11,3	19,6	18,4	18,4	23,4	20,3
10	21,8	20,2	20,0	17,5	16,4	14,9	15,0	18,8	20,2	17,5	23,2	15,7
11	21,0	20,5	18,5	19,4	14,2	17,0	13,4	16,4	20,8	15,0	22,0	19,8
12	20,0	21,1	18,5	15,5	16,5	16,0	15,5	19,9	17,7	17,0	19,2	20,4
13	22,4	21,1	17,1	12,0	15,4	16,0	16,0	19,0	14,0	19,0	17,2	18,0
14	20,5	20,6	15,8	13,5	16,4	16,2	16,8	20,0	17,8	19,2	18,0	17,0
15	21,5	20,0	15,5	13,5	19,0	16,5	19,5	20,5	14,8	18,8	19,7	14,6
16	22,8	21,5	17,0	15,1	19,4	17,8	19,5	20,2	12,8	17,5	18,3	20,0
17	23,2	19,8	19,5	16,5	18,3	17,5	18,5	15,6	14,0	16,0	19,6	23,4
18	22,0	20,1	20,2	19,0	14,4	16,1	18,8	15,0	17,8	15,2	20,8	20,4
19	22,5	20,0	20,0	19,5	11,4	13,0	17,2	15,0	18,8	18,0	16,5	20,3
20	23,0	19,0	20,5	20,0	10,2	11,5	16,0	14,0	12,6	16,5	15,4	20,2
21	21,0	19,5	20,8	19,0	14,0	12,0	12,4	13,8	12,0	16,0	14,8	20,7
22	19,8	20,3	20,0	15,5	11,2	13,5	11,2	14,8	13,0	13,8	14,0	20,0
23	19,6	21,5	19,3	15,4	12,4	15,0	10,4	18,8	17,0	11,8	17,4	19,5
24	20,0	23,0	19,2	15,0	12,8	17,2	14,0	18,4	16,0	14,8	19,4	20,5
25	22,0	22,4	19,4	15,4	13,4	15,5	18,0	18,0	16,0	20,5	17,7	21,0
26	23,0	22,8	18,0	16,0	12,0	15,5	18,5	18,5	16,0	22,0	20,0	20,0
27	22,8	22,0	18,0	18,0	13,0	15,4	17,4	19,1	16,0	22,8	19,8	20,3
28	21,8	23,0	18,0	16,5	14,2	18,4	18,0	17,0	16,8	18,0	20,0	19,4
29	21,5		21,0	18,5	15,2	15,5	19,2	19,8	16,0	15,5	17,0	19,4
30	21,5		20,2	20,5	14,8	14,0	19,3	20,5	16,8	14,0	17,5	18,4
31	21,2		18,5		10,4		17,4	21,4		14,6		18,5
MÉDIA	21,4	20,6	19,5	17,1	15,6	15,1	16,1	17,5	16,1	17,1	18,5	19,6

TEMPERATURAS MÍNIMAS DO AR DO AEROPORTO DE BAURU - VALORES DIÁRIOS - 1996

(°C)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	17,6	21,0	21,0	21,4	15,5	15,4	8,5	9,2	18,0	16,8	19,3	18,4
2	19,8	21,3	21,0	21,0	15,0	14,0	13,0	10,5	13,7	14,4	20,0	19,5
3	19,0	19,5	20,0	23,0	14,0	11,5	16,5	9,0	16,5	18,0	19,2	20,0
4	20,5	21,5	18,5	22,4	14,2	11,0	14,8	13,5	15,6	16,0	19,0	19,0
5	20,0	21,0	19,5	21,5	15,0	13,0	13,6	15,0	17,0	19,8	16,2	20,0
6	20,0	22,0	19,5	20,0	15,4	14,4	14,0	16,0	15,5	20,0	17,2	20,0
7	19,2	22,0	20,5	23,0	16,0	13,8	12,8	17,4	12,0	16,8	18,7	20,4
8	19,2	20,8	20,5	21,0	18,0	13,8	14,0	17,8	17,0	16,0	22,5	20,0
9	20,0	21,5	21,3	20,5	18,0	11,3	14,2	18,7	16,0	16,6	21,5	19,5
10	20,6	21,0	18,8	21,5	15,3	12,5	14,9	14,8	10,8	17,0	22,4	21,8
11	22,0	19,5	18,5	19,5	14,4	12,5	8,4	13,0	10,5	19,0	21,0	20,0
12	21,8	19,5	19,3	20,0	12,8	12,8	7,5	14,4	10,5	21,2	20,0	20,0
13	20,8	19,0	20,0	19,8	15,5	13,5	8,5	14,0	14,0	20,0	19,8	21,0
14	22,4	18,5	21,0	20,0	18,5	15,0	12,2	15,3	15,5	18,8	21,0	21,8
15	22,0	20,5	20,4	20,0	19,0	16,0	11,2	13,5	15,8	16,0	20,5	20,0
16	22,4	21,0	20,0	19,5	16,4	16,5	9,4	11,0	16,2	14,0	20,0	20,6
17	21,6	22,5	20,0	18,3	14,8	17,0	10,4	11,0	15,4	15,4	21,6	20,0
18	20,5	19,5	20,0	13,5	16,0	18,3	11,0	12,0	13,0	21,8	21,0	19,5
19	20,5	18,6	21,0	9,0	15,2	17,4	13,0	12,8	13,0	18,5	18,6	20,4
20	22,0	19,4	19,8	14,0	16,4	16,5	15,8	13,0	14,8	18,4	19,0	19,6
21	20,2	21,2	19,8	14,0	16,0	15,2	11,5	15,0	17,0	18,0	18,0	20,4
22	21,0	21,0	19,3	15,8	16,0	15,0	8,0	16,8	20,0	16,2	17,5	21,4
23	19,5	20,5	19,8	15,5	17,0	15,4	9,0	17,5	21,0	19,4	15,4	21,0
24	22,2	21,0	21,0	16,4	15,0	15,1	10,0	14,8	19,4	17,0	16,0	20,4
25	23,0	21,0	20,0	19,1	11,5	16,8	14,0	17,4	17,2	17,0	17,0	21,5
26	22,4	21,6	21,5	17,0	12,5	18,3	14,8	18,9	17,5	19,5	17,0	21,4
27	20,0	21,0	21,3	15,0	13,0	12,0	16,4	20,4	17,7	19,5	16,5	22,4
28	19,0	21,0	19,0	15,0	14,8	8,8	13,8	19,0	18,0	19,0	16,5	22,5
29	22,4	21,8	20,7	16,7	13,2	7,3	13,8	17,5	18,0	19,0	16,8	21,3
30	22,5		22,0	16,6	12,8	6,0	11,4	15,0	18,0	20,4	18,0	21,8
31	23,0		22,0		15,0		8,4	18,2		21,5		22,4
MÉDIAS	20,9	20,7	20,2	18,3	15,2	13,9	12,1	14,9	15,8	18,1	18,9	20,6

TEMPERATURAS MÁXIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1995

(°C)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	27,0	26,6	30,5	26,5	31,0	24,5	26,3	29,0	34,2	31,4	25,0	33,4
2	27,5	25,4	34,0	27,5	31,7	26,4	27,0	30,0	35,0	32,0	27,5	35,0
3	28,0	23,0	32,2	27,4	28,4	25,0	27,0	30,1	25,5	30,0	28,8	35,5
4	28,5	22,5	32,5	29,0	29,0	24,8	24,8	24,5	26,0	32,7	27,4	29,0
5	27,2	25,5	30,0	29,4	26,5	25,0	27,5	16,0	25,5	30,5	31,0	30,8
6	30,4	23,0	30,8	30,4	24,0	27,2	28,3	24,0	28,0	25,8	31,6	30,6
7	30,0	21,0	32,5	29,0	24,2	26,4	29,0	30,0	28,4	29,4	33,0	33,0
8	30,0	22,4	32,6	28,5	24,5	27,0	22,8	31,2	31,0	27,0	33,2	34,5
9	31,0	27,0	30,4	27,0	26,4	27,3	17,0	31,0	32,6	27,5	34,2	30,3
10	31,2	29,5	26,8	30,0	21,0	26,4	20,0	31,0	34,5	28,6	35,1	32,5
11	31,2	30,4	31,0	30,2	23,8	27,2	23,0	30,5	35,0	29,8	33,4	31,4
12	32,3	30,1	30,5	24,4	25,4	27,0	25,8	31,0	28,0	33,0	24,3	24,0
13	34,0	28,8	22,0	24,5	27,2	27,5	28,0	32,0	27,0	25,0	25,5	21,4
14	32,8	25,5	25,8	25,5	29,0	26,5	27,0	32,3	32,2	25,5	25,6	27,3
15	32,8	29,8	27,6	27,0	28,8	27,8	28,4	32,8	30,0	21,4	25,3	30,2
16	34,6	30,0	28,6	28,0	30,0	28,0	27,8	31,4	27,4	21,0	28,8	32,4
17	34,9	29,5	30,0	30,2	29,2	22,7	28,0	26,5	26,4	20,0	32,1	33,0
18	34,0	26,6	32,4	29,4	23,0	22,0	26,5	30,2	31,0	25,4	28,5	25,5
19	33,1	24,0	31,7	30,4	21,0	20,5	27,8	27,0	26,0	27,5	27,4	30,2
20	33,0	23,0	31,8	24,0	20,2	21,0	21,0	25,2	19,0	24,0	27,4	26,5
21	30,0	29,5	28,0	25,0	20,8	21,5	18,5	28,4	22,0	25,0	28,2	29,4
22	28,0	32,0	28,2	27,0	22,5	26,0	20,4	29,4	29,0	25,0	30,1	29,0
23	31,0	32,6	32,0	27,0	23,1	27,0	25,0	31,6	21,0	27,0	29,0	28,8
24	32,5	34,0	24,1	27,6	23,8	26,8	28,0	31,2	22,6	32,0	30,0	28,4
25	33,4	33,4	26,4	28,4	24,0	19,8	28,0	31,0	27,0	33,4	30,1	30,0
26	33,0	34,6	28,0	29,5	23,0	21,0	28,2	31,1	32,6	34,2	33,4	26,2
27	30,5	34,2	30,0	28,2	23,4	28,3	28,6	32,0	29,0	34,0	34,0	28,0
28	31,0	32,2	30,6	30,0	27,0	29,0	29,5	32,8	22,0	26,0	30,5	26,4
29	32,1		31,0	30,0	26,5	21,3	30,1	33,2	27,0	23,0	30,4	27,8
30	30,4		29,9	30,8	22,4	23,0	29,5	33,4	29,5	20,0	32,1	27,5
31	28,0		24,5		23,0		30,5	34,5		22,8		28,0
MEDIAS	31,1	28,1	29,6	28,1	25,3	25,1	26,1	29,8	28,1	27,4	29,8	29,5

TEMPERATURAS MÁXIMAS DO AR DO AEROPORTO DE BAURU - VALORES DIÁRIOS DE 1996
(°C)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	28,0	32,0	30,0	33,0	24,5	25,8	23,1	25,0	25,0	27,4	31,0	29,0
2	25,5	33,0	30,2	32,2	25,6	20,0	27,0	26,0	28,0	26,0	28,0	26,1
3	25,2	30,1	27,5	33,4	24,0	21,5	26,0	26,2	27,4	25,0	23,0	27,8
4	28,6	30,2	27,5	33,2	26,8	22,6	25,0	27,5	22,7	30,0	28,0	28,0
5	28,5	31,0	30,3	30,8	28,9	25,5	26,4	30,0	20,6	33,0	28,9	29,6
6	28,4	26,5	30,5	33,0	27,5	22,0	25,5	29,1	22,6	33,3	31,2	30,5
7	29,0	29,5	26,0	32,8	29,0	24,8	28,0	30,0	26,0	28,0	32,0	25,5
8	26,5	31,5	24,2	30,8	30,2	25,0	28,0	29,8	23,2	28,4	32,8	28,0
9	25,4	31,4	25,8	33,0	27,4	22,0	29,0	30,0	21,8	29,8	32,6	32,0
10	29,6	34,0	28,8	32,2	23,0	23,3	23,2	25,2	18,2	30,5	34,0	31,8
11	29,2	31,5	27,5	24,3	24,2	22,5	20,0	24,0	18,0	29,8	31,0	26,0
12	28,4	28,5	29,5	27,0	26,5	24,4	20,0	26,2	24,6	32,0	28,6	28,5
13	29,5	29,2	31,0	29,0	29,5	25,1	24,4	30,0	27,8	29,0	32,0	29,8
14	32,0	29,4	32,5	28,0	26,6	26,0	27,0	32,6	28,9	25,0	26,9	31,0
15	32,4	33,0	29,5	29,2	27,6	27,6	22,3	23,7	28,5	25,2	29,4	32,4
16	33,0	32,6	29,0	28,0	23,4	29,0	23,5	22,8	29,2	27,2	28,0	32,5
17	32,5	32,5	26,6	26,5	24,5	29,2	24,0	25,8	24,6	31,0	31,0	24,0
18	30,4	31,5	29,0	24,0	20,0	30,0	24,2	26,5	24,4	32,0	30,7	28,8
19	29,4	31,0	30,5	23,8	25,4	29,2	28,0	27,5	28,1	32,6	28,0	32,4
20	30,0	31,0	28,0	25,0	24,7	25,5	30,4	27,3	30,0	26,2	22,0	29,2
21	25,0	32,2	28,2	26,0	24,6	27,0	25,5	28,0	31,4	26,7	23,4	30,0
22	31,5	32,5	29,4	28,0	23,5	26,2	19,0	29,0	32,8	31,0	22,0	29,5
23	29,2	30,5	29,2	29,5	24,5	26,0	20,2	30,4	33,4	33,0	30,7	29,8
24	35,0	27,1	31,5	29,0	22,4	25,8	25,5	30,1	31,9	29,0	30,0	31,5
25	33,0	31,5	30,5	30,0	20,4	29,2	27,4	30,0	25,2	27,5	30,5	32,4
26	34,4	32,4	32,5	26,0	23,4	28,5	28,2	29,6	27,2	25,0	28,5	33,0
27	33,5	28,0	33,0	28,0	25,1	21,5	24,0	32,0	29,5	27,0	29,6	31,5
28	32,0	29,5	32,2	28,2	25,4	12,0	25,3	29,0	27,0	29,4	31,4	29,8
29	34,3	28,2	33,0	29,0	24,2	13,9	22,2	27,6	31,1	32,0	29,0	24,0
30	34,8		32,9	29,0	26,0	18,4	23,4	30,1	30,2	32,5	26,4	26,0
31	34,0		33,0		27,0		23,3	33,0		33,4		30,0
MÉDIAS	30,3	30,7	29,7	29,1	25,3	24,3	24,8	28,2	26,6	29,3	29,0	29,4

UMIDADE RELATIVA - MÍNIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1995
(%)

DIA	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	74	88	45	78	39	49	47	22	30	48	56	40
2	65	84	44	37	34	40	46	35	20	39	42	39
3	71	96	41	43	50	54	52	35	44	41	41	32
4	78	96	48	59	52	43	62	41	50	33	50	54
5	78	81	62	55	54	41	44	71	32	52	44	45
6	55	88	48	59	82	43	41	54	28	66	37	45
7	55	79	51	54	73	41	41	46	21	50	36	40
8	73	93	47	61	69	41	62	40	20	62	41	32
9	63	85	66	74	65	44	94	33	20	52	31	40
10	49	67	72	61	91	34	82	28	17	28	37	40
11	59	53	56	60	62	37	69	38	18	27	42	51
12	49	69	55	53	59	37	44	28	27	23	69	68
13	43	66	80	40	56	50	50	35	44	59	63	89
14	52	85	55	48	54	50	54	32	33	74	66	51
15	39	61	58	43	49	32	37	28	44	93	75	49
16	36	51	39	51	56	34	47	29	37	95	58	36
17	46	65	43	42	59	63	43	51	52	86	38	33
18	48	88	29	52	81	83	41	30	44	69	50	74
19	52	88	46	50	51	66	42	50	63	54	47	54
20	48	93	48	82	54	53	53	50	78	71	41	60
21	61	56	73	62	54	64	86	42	54	59	36	68
22	64	52	56	64	47	52	59	35	41	39	37	64
23	51	31	51	40	58	52	44	19	74	41	48	65
24	48	43	87	34	54	41	30	24	75	35	40	67
25	38	44	69	39	55	70	37	27	58	29	49	62
26	47	46	53	50	53	70	36	28	40	32	35	71
27	63	39	52	50	58	49	35	25	51	31	35	78
28	61	41	53	50	56	43	32	23	82	56	45	77
29	53		56	53	50	69	34	24	58	61	42	61
30	56		61	47	56	58	31	21	54	63	46	65
31	68		92		45		31	27		60		52
MEDIAS	53	69	56	53	57	50	49	35	44	53	46	55

UNIDADE RELATIVA DO AR - MÍNIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1996
(%)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	51	41	66	41	53	50	52	44	43	44	51	49
2	67	41	51	46	46	74	49	20	35	50	61	63
3	83	57	64	40	53	50	50	33	50	70	87	53
4	65	57	65	42	37	54	41	34	55	45	52	58
5	65	56	55	44	39	50	49	30	74	39	40	54
6	62	70	67	47	46	71	52	28	54	35	35	53
7	74	57	73	47	38	47	58	37	46	55	50	74
8	68	60	82	49	34	44	37	32	58	50	39	67
9	76	58	83	47	46	47	28	28	70	46	44	37
10	60	51	52	37	69	43	52	40	92	44	37	50
11	66	57	62	77	58	48	31	48	66	59	41	67
12	78	57	48	71	51	43	44	57	46	53	53	65
13	65	52	45	52	37	44	26	60	48	58	49	60
14	41	52	53	62	62	54	21	43	41	57	73	39
15	40	41	62	53	51	44	47	50	52	45	60	41
16	42	40	66	60	71	36	42	32	34	43	64	52
17	48	39	67	62	58	38	51	33	54	51	52	78
18	54	46	58	66	70	30	38	35	44	51	47	65
19	59	56	62	44	55	38	27	34	33	38	65	44
20	62	56	64	48	56	63	25	23	37	62	87	64
21	66	52	59	46	66	31	30	30	27	62	73	60
22	59	47	59	43	69	43	46	27	26	50	64	69
23	71	55	54	39	62	49	43	27	28	44	37	64
24	38	79	47	38	58	55	37	36	42	43	35	48
25	53	59	56	30	59	42	41	35	66	56	43	46
26	41	57	49	53	55	46	35	30	49	73	50	52
27	49	65	46	52	46	53	54	32	41	75	46	52
28	44	61	51	47	41	90	59	49	49	55	33	60
29	44	64	45	47	42	60	58	43	47	36	41	90
30	47		45	57	38	46	42	41	42	34	54	78
31	48		45		38		48	31		37		66
MÉDIAS	58	55	58	50	52	49	42	36	48	50	52	59

UMIDADE RELATIVA - MÁXIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1995

(%)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	96	98	88	99	85	84	95	68	48	96	95	84
2	100	99	90	96	74	83	95	64	56	91	88	70
3	98	99	83	79	97	90	92	60	81	89	85	74
4	100	100	93	95	86	92	90	74	90	90	90	91
5	100	100	98	96	79	84	92	86	88	91	87	87
6	96	99	91	91	99	90	85	87	72	100	83	83
7	94	98	93	93	98	81	77	86	80	95	73	74
8	92	100	90	98	98	79	99	84	62	97	65	81
9	100	99	96	95	95	92	99	75	49	92	59	83
10	93	94	100	96	99	80	99	65	44	90	63	83
11	96	100	96	98	99	85	99	86	37	80	96	84
12	97	99	95	97	95	85	90	69	83	72	98	99
13	88	99	96	89	97	76	82	60	88	99	91	100
14	92	98	95	95	96	77	92	65	78	99	98	86
15	94	100	96	90	91	79	75	61	78	99	96	89
16	86	96	95	95	89	70	84	68	87	99	97	74
17	80	99	91	93	96	93	80	90	85	97	89	77
18	82	100	68	83	90	99	79	95	87	99	88	95
19	86	99	91	97	95	99	70	84	95	91	85	96
20	92	100	93	99	95	94	82	85	98	95	90	85
21	96	100	96	98	86	94	98	85	89	99	85	94
22	95	97	93	99	86	92	100	94	90	93	90	93
23	93	96	93	96	96	92	87	65	94	96	85	95
24	79	64	98	71	95	79	90	70	96	86	91	91
25	83	83	100	90	97	95	70	70	95	63	96	97
26	84	84	92	90	91	98	75	69	95	58	87	96
27	90	92	88	98	93	98	70	52	91	63	83	97
28	92	76	85	91	94	83	69	70	96	95	96	98
29	92		88	95	96	95	59	57	97	96	86	95
30	100		98	83	85	90	66	63	94	95	87	95
31	96		100		92		78	53		90		91
MEDIAS	92	95	93	93	92	88	84	73	81	90	87	88

UMIDADE RELATIVA DO AR - MÁXIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1996
(%)

DIA	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	87	80	95	88	92	84	90	89	96	89	98	82
2	96	90	91	91	90	90	91	82	89	96	94	89
3	99	95	87	80	90	91	85	89	98	97	98	91
4	98	92	95	80	90	89	90	79	96	97	98	95
5	96	98	95	87	88	79	90	60	98	89	88	98
6	98	90	91	95	90	96	94	72	98	97	81	92
7	98	92	98	78	93	92	93	59	81	96	85	91
8	99	95	96	87	78	84	95	63	97	88	80	99
9	100	96	97	91	70	91	95	74	98	87	79	93
10	99	92	96	83	97	89	95	96	99	96	59	76
11	85	98	77	95	95	89	78	92	97	93	79	93
12	95	96	95	98	89	81	83	97	90	90	83	96
13	98	91	91	97	75	80	87	96	90	91	84	96
14	89	86	91	96	95	77	71	95	90	93	96	92
15	87	92	96	91	93	73	78	95	81	90	96	87
16	78	91	92	93	99	82	94	91	94	90	98	90
17	87	84	98	97	88	78	95	86	95	90	95	96
18	91	91	97	91	98	70	80	89	87	77	88	96
19	93	91	93	94	92	57	60	83	89	76	87	95
20	92	98	96	90	87	83	59	89	88	96	95	93
21	96	90	88	90	90	93	53	80	85	91	91	95
22	90	98	98	90	95	95	92	62	59	90	83	97
23	91	96	96	81	98	87	88	62	70	83	83	98
24	90	96	91	86	93	82	88	75	70	83	88	98
25	85	96	96	70	86	83	76	72	96	91	76	91
26	84	93	83	77	94	75	63	65	95	98	86	95
27	86	96	92	85	91	96	87	60	80	95	88	83
28	91	91	91	84	90	97	93	75	82	96	73	95
29	80	92	91	87	89	94	97	81	91	91	82	97
30	91		92	90	82	96	89	85	85	75	77	98
31	84		80		90		94	85		75		98
MEDIAS	91	93	92	88	90	85	85	80	89	90	86	93

VENTO - INTENSIDADES MÍNIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1995

(nós)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	4	CALMO	CALMO	6	CALMO	CALMO	6	5	4	4	10	4
2	CALMO	4	CALMO	6	CALMO	4	4	4	CALMO	8	6	6
3	CALMO	4	4	4	6	8	5	6	15	10	8	6
4	CALMO	6	CALMO	6	6	8	6	6	10	6	8	4
5	CALMO	CALMO	4	4	5	8	8	14	6	4	8	8
6	CALMO	CALMO	CALMO	6	6	6	4	10	8	4	6	4
7	4	15	4	4	6	8	6	6	4	6	4	6
8	4	4	4	CALMO	4	8	6	6	4	CALMO	CALMO	6
9	4	CALMO	4	CALMO	4	6	8	6	5	2	4	10
10	4	CALMO	4	4	6	CALMO	4	CALMO	4	8	4	4
11	CALMO	4	6	CALMO	6	CALMO	8	CALMO	4	4	4	6
12	CALMO	4	CALMO	4	4	7	8	6	4	6	6	6
13	6	CALMO	CALMO	4	4	4	6	6	10	8	6	8
14	4	CALMO	CALMO	8	6	CALMO	5	4	6	5	4	10
15	CALMO	CALMO	CALMO	6	6	CALMO	4	4	6	CALMO	4	4
16	CALMO	4	CALMO	4	6	6	6	6	8	4	4	5
17	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	4	CALMO	5	10	10	CALMO	4	5
18	5	CALMO	CALMO	CALMO	6	6	5	5	10	4	6	4
19	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	6	6	6	6	6	12	6
20	4	8	CALMO	4	4	10	4	12	8	4	8	6
21	CALMO	CALMO	CALMO	3	6	6	4	4	20	6	10	5
22	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	5	4	CALMO	4	10	10	4	4
23	5	CALMO	6	5	6	8	5	8	10	5	6	6
24	6	CALMO	CALMO	CALMO	4	10	8	4	10	4	4	4
25	CALMO	CALMO	CALMO	5	6	6	6	CALMO	10	4	4	4
26	CALMO	6	8	CALMO	12	4	10	4	8	4	10	CALMO
27	4	CALMO	4	CALMO	6	8	6	4	4	4	6	7
28	CALMO	CALMO	CALMO	4	5	4	8	CALMO	6	6	4	CALMO
29	4		5	4	6	3	6	4	6	10	6	CALMO
30	CALMO		6	CALMO	4	14	4	6	6	10	10	6
31	CALMO		CALMO		4		6	6		8		4

Obs: intensidade de vento em nós;

vento médio considerado em um período de 10 minutos de observação;

rajada de vento considerado o pico de vento de, pelo menos 10 nós em até 20 seg. de observação.

vento calmo: < 2 nós.

VENTO - INTENSIDADES MÍNIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1996
(nós)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	6	CALMO	CALMO	CALMO	6	CALMO	4	5	4	10	6	5
2	6	4	4	CALMO	8	4	6	4	CALMO	2	4	6
3	CALMO	4	6	4	6	8	4	CALMO	6	CALMO	CALMO	6
4	4	6	4	10	4	4	4	4	2	CALMO	CALMO	2
5	CALMO	CALMO	4	6	CALMO	CALMO	4	6	CALMO	4	10	CALMO
6	4	CALMO	CALMO	CALMO	5	CALMO	2	2	4	2	8	2
7	4	4	CALMO	CALMO	6	CALMO	6	5	8	10	5	4
8	CALMO	CALMO	5	8	CALMO	CALMO	4	6	CALMO	10	CALMO	2
9	CALMO	CALMO	CALMO	6	8	10	4	6	CALMO	10	4	CALMO
10	CALMO	CALMO	10	CALMO	CALMO	6	4	CALMO	4	4	4	CALMO
11	4	4	10	CALMO	8	8	6	8	12	4	4	2
12	4	4	4	4	4	8	4	4	10	2	8	2
13	4	10	4	8	CALMO	4	2	6	4	CALMO	CALMO	4
14	CALMO	16	5	4	CALMO	4	CALMO	6	8	8	4	CALMO
15	4	8	CALMO	6	CALMO	CALMO	10	6	2	6	2	4
16	4	6	CALMO	6	CALMO	CALMO	4	12	CALMO	4	4	2
17	CALMO	4	4	4	4	4	4	6	4	4	CALMO	2
18	CALMO	4	CALMO	8	CALMO	4	4	8	10	CALMO	5	CALMO
19	4	CALMO	4	10	CALMO	CALMO	2	8	6	6	8	2
20	CALMO	CALMO	4	8	CALMO	8	4	4	2	CALMO	8	CALMO
21	CALMO	CALMO	4	4	6	4	6	4	2	10	12	CALMO
22	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	4	4	10	4	CALMO	5	15	CALMO
23	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	10	4	4	CALMO	6	CALMO
24	CALMO	CALMO	CALMO	4	10	CALMO	4	8	4	10	4	CALMO
25	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	CALMO	4	2	6	4	4
26	CALMO	CALMO	CALMO	10	CALMO	4	6	CALMO	2	2	8	CALMO
27	CALMO	CALMO	5	10	4	6	4	2	8	CALMO	10	4
28	CALMO	4	4	4	CALMO	4	4	4	8	CALMO	4	4
29	4	CALMO	4	CALMO	4	4	5	10	6	4	6	CALMO
30	6		CALMO	6	4	10	10	6	6	2	4	CALMO
31	CALMO		4		4		4	CALMO		5		4

OBS: PARA CONVERTER 1 NÓ EM KM/H, MULTIPLICAR POR 1,853
OU EM M/S MULTIPLICAR POR 0,514

VENTO - INTENSIDADES MÁXIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1995

(nós)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	16	16	14	18	10	14	16	15	12	20	20	20
2	10	18	12	18	12	10	16	12	20/RJD 30	20	26	16
3	20	20	12	18	18	20	10	16	30/RJD 40	25	20/RJD 30	20/RJD 30
4	14	20	16	18	15	18	20	20	25/RJD 35	30	18	20
5	10	20	18	20	15	18	20	25	22/RJD 35	25	16	20/RJD 30
6	14	20/RJD 30	16	18	18	16	20	20	20/RJD 30	20	16	20
7	18	20/RJD 30	12	12	14	16	16	20	16	20/RJD 40	18	24
8	20	20/RJD 30	12	12	12	20	20	16	14	15	16	20/RJD 30
9	16	16	14	10	12	15	20	16	15	14	16	25/RJD 35
10	18	14	16	14	22	16	20	14	12	18	14	20/RJD 30
11	16	10	20	18	16	16	14	20	15	12	20	20
12	16	16	20	18	14	20	20	15	35/RJD 45	20	20/RJD 30	15
13	16	20	20	16	20	12	15	16	30/RJD 44	35/RJD 45	20	22/RJD 35
14	25/RJD 30	10	20	20	20	10	14	14	10	16	18	20
15	15	16	14	20/RJD 30	15	18	12	18	20/RJD 30	10	16	20
16	16	12	12	16	12	18	20	20/RJD 30	24/RJD 30	12	12	15
17	14	12	10	14	12	12	14	30/RJD 40	20	20	18	20
18	16	10	12	16	18	14	20	20/RJD 30	20/RJD 30	12	20/RJD 30	14
19	16	20	18	10	14	20	14	24	20	20/RJD 30	20/RJD 30	12
20	16	20	16	14	20	24	20/RJD 30	25	30/RJD 40	20/RJD 30	22/RJD 30	20
21	30/RJD 50	12	18	14	12	18	15/RJD 25	18	30/RJD 40	12	20/RJD 30	12
22	20/RJD 30	10	16	14	20	16	16	20	20/RJD 30	22	20/RJD 30	20
23	18	12	18	14	14	14	12	16	20	20	24	20
24	20	10	10	8	12	20	16	18	20	18	20/RJD 30	14
25	15	10	20	18	16	16	14	18	20	20	20/RJD 25	16
26	14	14	25	20	22/RJD 32	16	16	15	30/RJD 50	14	20	16
27	20	18	20	12	20	15	20	12	20	18	14	20
28	20	12	18	20	20	14	22	10	20	18	20/RJD 30	18
29	16		15	12	15	20/RJD 30	14	20	18/RJD 28	25/RJD 35	20/RJD 30	20
30	16		14	8	20	25	12	16	20	25/RJD 35	20	14
31	10		15		20		18	18		20		15
MÁXIMO/MÊS	30/RJD 50	20/RJD 30	25	20/RJD 30	22/RJD 32	25/RJD 30	22/RJD 30	30/RJD 40	35/RJD 50	35/RJD 45	26/RJD 30	25/RJD 35

VENTO - INTENSIDADES MÁXIMAS DIÁRIAS DO AEROPORTO DE BAURU - 1996
(nós)

DIAS	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1	18	20	16	16	15	10	20	20	20	20/ RJD 30	18	20
2	14	16	20/ JD 30	16	18	20	15	20	16	18	14	18
3	10	16	18	12	20	22/ RJD 30	18	18	40/ RJD 60	10	8	20
4	20	18	14	18	20	20	15	16	10	16	16	12
5	16	16	30	20	20	12	15	16	10	12	20/ RJD 30	14
6	14	12	20	20	20	12	18	18	18	18	20/ RJD 30	14
7	20	20	18	20	20	10	20	14	20	22	20	18
8	18	14	10	20/ RJD 30	14	20	16	14	20	20/ RJD 30	12	14
9	10	10	20	18	16	24	12	12	12	25	20	14
10	10	20	20	12	20/ RJD 30	20	12	28/ RJD 30	20/ RJD 30	20	15	10
11	20	20/ RJD 40	20	16	20	16	18	20/ RJD 30	25/ RJD 30	12	20	16
12	10	20	18	10	18	20	10	18	24	20	16	20
13	10	20/ RJD 30	12	18	12	18	10	20	20	15	20/ RJD 30	14
14	18	20/ RJD 35	15	18	8	14	10	20/ RJD 30	20/ RJD 30	18	12	15
15	16	20/ RJD 30	14	14	10	14	20	18	24	22	12	14
16	18	20	12	14	20	12	16	20/ RJD 30	20/ RJD 40	20	12	14
17	16	16	10	12	20	16	16	20/ RJD 30	24/ RJD 30	20	10	10
18	20	18/ RJD 25	10	20	18	10	16	20	20/ RJD 40	16	24	10
19	10	20	14	30	8	20	10	20	20/ RJD 30	30/ RJD 50	24	15/ RJD 25
20	15	10	12	20/ RJD 30	10	20	16	18	20	20/ RJD 30	20	20
21	18	18	20	20	14	15	20	15	16	20/ RJD 30	24/ RJD 30	12
22	18/ RJD 28	20	18	12	18	12	30/ RJD 35	12	16	20/ RJD 30	25/ RJD 30	10
23	12	16	10	12	14	14	25/ RJD 30	16	12	20/ RJD 30	20	8
24	10	10	20	16	20/ RJD 25	20	20	20/ RJD 25	20/ RJD 30	25	16	10
25	14	10	12	20	20/ RJD 30	12	14	18	20/ RJD 30	30/ RJD 40	20	10
26	16	16	10	20/ RJD 30	16	15	18	15	18	10	20/ RJD 30	12
27	20	14	20/ RJD 35	24/ RJD 35	14	12	15	18	20/ RJD 30	15	25/ RJD 35	20
28	10	16	14	20/ RJD 30	10	15	12	18	20	14	20/ RJD 30	20
29	20	12	18	20	16	14	20/ RJD 30	20	14	12	20	10
30	22		10	20	16	20/ RJD 30	30	20	20	18	14	10
31	15		15		16		22/ RJD 30	20		14		12
MÁXIMO/MÊS	22/ RJD 28	20/ RJD 40	30/ RJD 35	30/ RJD 35	20/ RJD 30	24/ RJD 30	30/ RJD 35	28/ RJD 30	40/ RJD 60	30/ RJD 50	25/ RJD 35	20/ RJD 25

ANEXO 3

RELATÓRIO DAS SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO

OBRA: PESQUISA GEOLÓGICA

CLIENTE: JOSÉ HENRIQUE ALBIERO

ASSUNTO: SONDAGEM DE RECONHECIMENTO DE SOLO

LOCAL: CAMPO EXPERIMENTAL - DEC/7 - UNESP - BAURU-SP.

A. DE GRANDE & CIA. LTDA.

ESTAQUEAMENTO - SONDAGEM

Marília, 07 de Abril de 1995

CLIENTE: José Henrique Albiero

OBRA: Pesquisa Geológica

ASSUNTO: Sondagem de Reconhecimento de Solo

R E L A T Ó R I O

1- INTRODUÇÃO

Estamos apresentando nosso relatório referente aos estudos geotécnicos realizados para a obra em pauta.

2- SERVIÇOS EXECUTADOS

Foram executados 03 (três) furos de sondagem de reconhecimento SP.1 a SP.3 . Totalizando 58,35 metros lineares.

3- SONDAGEM À PERCUSSÃO

As perfurações foram executadas com avanço a seco, até a profundidade permitida pela resistência do terreno.

A extração das amostras foi feita com a cravação de amostrador padrão (S P T) de 34,9 mm (1"3/8) e 50,8 mm (2") de diâmetro interno e externo, repectivamente.

Iniciamos o furo com trado até a profundidade de 1,00 m, a partir deste ponto cravamos o amostrador padrão; utilizando um peso de 65 Kg, que cai em queda livre a uma altura de 75 cm, por mais 45 cm anotando-se o número de golpes para penetrar cada 15 cm, porém consideramos para efeito de relatório o número de golpes no últimos 30 cm. -/ Terminada esta operação, retiramos a amostra e fazemos o avanço de 55-cm com o trado, e repetimos a operação descrita acima, e assim sucessivamente até o final da sondagem.

Os números fracionários indicam no numerador o número de golpes e no denominador a penetração correspondente em centímetros. Esta indicação será usada sempre que a penetração for diferente de 30 cm

4- ANEXO

Planta de locação dos furos e os perfis individuais dos furos de sondagem.

Estamos às ordens para os esclarecimentos adicionais que forem úteis

Atenciosamente

A. DE GRANDE & CIA. LTDA.

LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM SPT - CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP de Bauru

A. DE GRANDE & CIA. LTDA.

ESTAQUEAMENTO - SONDAGEM

154

Av. Ipiranga, nº 147 - Fone: (DDD 0144) * 33-0666 - MARÍLIA - SP

CLIENTE : José Henrique Albiero

LOCAL Campo Experimental - DEC/7 Bauru, SP

ESCALA 1:100 DATA 11/03/95 DES. Carlos ENGº Archimedes

SONDAGEM : SP - 2 COTA - 612,884

COTA EM RELAÇÃO AO R. N.		AMOSTRA	PROFUNDI- DADE DA CAMADA (m)	PENETRAÇÃO (golpes/30 cm) S. P. T.		AMOSTRADOR PESO: 65 Kg	DIÂMETRO INTERNO 34,9 mm DIÂMETRO EXTERNO 50,8 mm ALTURA DA QUEDA: 75 cm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
NÍVEL D'ÁGUA	Nº DE GOLPES			GRÁFICO																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
				10	20			30	40	50	60	70																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

A. DE GRANDE & CIA. LTDA.

ESTAQUEAMENTO - SONDAGEM

155

Av. Ipiranga, nº 147 - Fone: (DDD 0144) • 33-0666 - MARÍLIA - SP

CLIENTE : José Henrique Albiero

LOCAL : Campo Experimental - DEC/7 - Bauru, SP

ESCALA 1:100 DATA 12/03/95 DES. Carlos ENGº Archimedes

SONDAGEM : SP - 3

COTA 613,786

COTA EM RELAÇÃO AO R. N.		AMOSTRA	PROFUNDI- DADE DA CAMADA (m)	PENETRAÇÃO (golpes/30 cm) S. P. T.		AMOSTRADOR PESO: 65 Kg	DIÂMETRO INTERNO 34,9 mm DIÂMETRO EXTERNO 50,8 mm ALTURA DA QUEDA: 75 cm					
NÍVEL D'ÁGUA	Nº DE GOLPES			GRÁFICO								
				10	20			30	40	50	60	70
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL												
			</									

Areia argilo-siltosa fina de
compacidade muito fofa a
média, vermelha.

Argila siltosa de consistên-
cia dura, verm. variegada.

*FURO SECO

ANEXO 4

A QUÍMICA DE UM SOLO

A QUÍMICA DE UM SOLO

O solo pode ser considerado como um aglomerado de partículas de vários tamanhos, de natureza orgânica e inorgânica. A porção inorgânica refere-se a parcela mineral do solo.

De acordo com a Pedologia, o solo apresenta-se em camadas ou horizontes, chamados de O, A, B e C. O horizonte "O" é formado por restos orgânicos, tais como folhas, galhos e restos vegetais em decomposição. O horizonte "A" é a camada mineral próxima da superfície, mas que ainda apresenta matéria orgânica, em grande parte já humificada, e, por esta razão, apresenta-se com cor escurecida. O horizonte "B" já se apresenta com cores mais claras que a sua camada superior, devido a menores teores de matéria orgânica, com maior presença de minerais. E, finalmente, tem-se o horizonte "C", pouco influenciado pela ação dos seres vivos, com reduzidíssimo ou quase nenhum teor de matéria orgânica. As obras de fundação, evidentemente ocorrem nas camadas com predominância da parcela mineral do solo.

A fração mineral ou inorgânica representa a maior parte da fase sólida dos solos bem drenados que não apresentam acúmulo anormal de matéria orgânica, sendo constituída principalmente por oxigênio, silício, alumínio e ferro. Na maior parte dos solos, os óxidos de silício, alumínio e ferro somados, constituem 90% ou mais do peso seco da fração mineral, dominando largamente o óxido de silício, com 50 a 75%. Cálcio, magnésio, sódio, potássio, titânio, fósforo, manganês, enxofre, cloro e outros elementos, expressos em óxidos, constituem assim, em geral, menos de 10% do peso seco da fração mineral do solo.

Os minerais do solo costumam ser separados em minerais primários e secundários. Os primários são aqueles que se mantêm mais ou menos inalterados na sua composição, predominando, dentre eles, o quartzo e o feldspato. Os secundários são formados pela decomposição de minerais primários, por processos químicos, e recombinação em novos minerais. Os minerais secundários, de ocorrência mais freqüente, são minerais de argila (silicatos de alumínio no estado cristalino), silicatos não

cristalinos, óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, e carbonatos de cálcio e de magnésio.

Neste tópico, em que se abordam alguns aspectos da “química de um solo”, o estudo se concentra nos minerais secundários, e, em especial, na caulinita e nos óxidos de ferro e de alumínio, que estão presentes no solo da área pesquisada, conforme se pôde constatar por meio da difração de raios X, da microscopia eletrônica de varredura e da análise química realizadas nas amostras coletadas no poço exploratório, aberto no Campo Experimental da UNESP de Bauru (SP).

O solo local é predominantemente arenoso (7% de areia média, 72% de areia fina, 4% de silte e 17% de argila), e, não obstante, a fração argila desse solo seja relativamente pequena, a sua presença tem significativa importância, por ser, justamente ela, a porção responsável pelo comportamento químico do solo.

O argilomineral predominante no solo em estudo é a caulinita, como já mencionado anteriormente. A partícula de caulinita é formada pela superposição de placas sucessivas, sendo que cada placa é constituída de uma lamela de silício e uma lamela de alumínio. A espessura de cada placa é da ordem de $7\text{\AA}$. Essas placas, assim constituídas, encontram-se firmemente empacotadas, com ligações de hidrogênio que impedem que elas se separem e que entre elas se introduzam moléculas de água. A partícula resultante fica com espessura da ordem de $1.000\text{\AA}$, e com dimensão longitudinal da ordem de $10.000\text{\AA}$.

O fato de não penetrarem moléculas de água entre as placas que formam a caulinita; faz com que não haja inchamento ou contração celular desse material, propriedade muito importante no comportamento macroscópico da argila.

A caulinita em geral é formada quando, em um meio ácido, o sódio, o potássio, o cálcio, o magnésio e o ferro são completamente lixiviados, introduzindo-se íons hidrogênio durante a formação da argila.

A fórmula estrutural da caulinita é $\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$ ou, escrita sob outra forma, $2\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{SiO}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$. O valor teórico da sua relação molecular $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ é portanto 2,0. Para as amostras de solo, essa relação molecular é calculada através do “índice de alteração” k_i , com base na Eq. (1)

$$k_i = \frac{\%SiO_2/60}{\%Al_2O_3/102} \quad \text{Eq. (1)}$$

onde os denominadores “60” e “102”, correspondem aos pesos moleculares dos compostos, ou seja;

A título de comparação, têm-se, os valores de k_i para alguns argilominerais:

argilomineral	k_i
caulinita	2
ilita	2 - 3
montmorilonita	3 - 7

Esses valores são encontrados nas obras “Caracterização e constituição do solo”, 3a. edição (BOTELHO DA COSTA, 1985); “Boletins Técnicos da EMBRAPA” e “Avaliação da fertilidade do solo” (RAIJ, 1983).

Portanto, ao se determinar o valor de k_i , tem-se um indício do tipo de argilomineral predominante no solo.

△ INTEMPERISMO E A FORMAÇÃO DOS LATOSSOLOS (LATOSSOLIZAÇÃO)

As condições de clima tropical úmido são muito favoráveis ao acentuado intemperismo, o que se deve à alta temperatura associada com umidade, e a uma constante remoção de elementos pela lixiviação promovida pela água que percola através do perfil. Encontram-se, assim, nas regiões tropicais, os solos mais intemperizados, chamados, segundo a Pedologia, de latossolos ou *oxisols*, que contêm em sua fração argila uma predominância de ferro, alumínio e silício.

O ferro e o alumínio, que geralmente não são removidos pela lixiviação, aumentam em concentração e constituem-se, na forma de óxidos, cimentos naturais, que interligam as partículas maiores, geralmente de quartzo, da fração arenosa, estruturando o solo.

LATERIZAÇÃO

O processo de intemperismo, também conhecido por laterização, leva à formação dos solos lateríticos, que é a designação que se dá aos solos vermelhos das zonas úmidas e quentes.

Uma tendência atual é o emprego do termo “laterização” para designar o processo que leva à formação da laterita, um material concrecionado, e, do termo “latossolização” como indicativo dos processos pedogenéticos que levam à formação dos latossolos.

BUOL (1973) procedeu a um trabalho de compilação de inúmeras publicações a respeito de pesquisas de solos nos trópicos americanos, relatando ser freqüente a utilização errônea de ambos os termos para designar o mesmo material, contudo, a laterita é um material bastante alterado, rico em óxidos de ferro e/ou alumínio, quase destituído de bases e silicatos primários, mas podendo conter teores elevados de quartzo e caulinita, exibindo, também, uma propriedade de enrijecimento, se exposto a ciclos de secagem e molhagem. Já os latossolos constituem um grupo de solos altamente ricos em óxidos secundários e com baixo teor em sílica, contendo ou não laterita no seu perfil.

A laterização de um solo pode ser avaliada por meio do índice de alteração k_r , calculado sob a forma molecular, expressando a quantidade de sílica em relação aos óxidos de alumínio e ferro. Esse índice é calculado com base na Eq. (2)

$$k_r = \frac{\% \text{SiO}_2 / 60}{\% \text{Al}_2\text{O}_3 / 102 + \% \text{Fe}_2\text{O}_3 / 160} \quad \text{Eq. (2)}$$

Os óxidos de ferro e de alumínio são denominados “sesquióxidos”, designação essa dada aos óxidos, cuja proporção de átomos de oxigênio para o outro elemento componente é de 3 para 2.

O solo laterítico apresenta-se na natureza geralmente não-saturado, com índice de vazios elevado, o que explica sua pequena capacidade de suporte. Quando compactado, entretanto, sua capacidade de suporte é elevada, sendo por isto, muito empregado em pavimentação e em fundações rasas.

O solo laterítico tem sua fração argila constituída predominantemente de minerais cauliníticos e apresenta elevada concentração de ferro e/ou alumínio na forma de óxidos e hidróxidos.

Segundo MEDINA & NOGAMI (1985), um solo é laterítico se k_r se situar entre 1,33 a 2, ou seja, uma maior concentração de sesquióxidos de ferro e de alumínio em relação ao óxido de sílica e, acrescentam ainda esses autores que, se k_r for menor que 1,33, o solo atingiu a forma de uma laterita e que, para k_r maior que 2, o solo é não-laterítico.

MENDONÇA et al. (1994), apresentam um estudo do solo do Município de Bom Jesus da Lapa, constatando tratar-se de um solo com $k_i = 1,99$ (solo caulinítico) e $k_r = 1,60$ (solo laterítico) e que, através de ensaios de adensamento, apresentou-se como colapsível.

MARIZ & CASTRO (1994), analisam alguns aspectos no mecanismo de colapso de duas amostras de um solo do Planalto Central, mais especificamente do setor das Embaixadas Sul, da cidade de Brasília, DF, constatando tratar-se de um solo em avançado estado de alteração geoquímica, sendo essa conclusão baseada nos valores dos índices k_i e k_r (0,89 e 0,91 para k_i e 0,68 para k_r , nas amostras estudadas). A mineralogia desses solos foi analisada através de difração de raios X, constatando-se a presença de quartzo, caulinita, gibsitita e óxido de ferro (sob forma de goetita). Através de ensaios de adensamento, o solo estudado apresentou caráter colapsível.

LIMA (1981), em sua dissertação de mestrado, apresenta algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal, e, dentre os solos, por ele estudados, constata-se um latossolo vermelho escuro fase

arenosa (“solo arenoso fino”), com $kr = 1,11$, valor esse que o enquadra como uma laterita.

CAMAPUM DE CARVALHO & FÁCIO (1994), apresentam interessante análise de erodibilidade de alguns setores de Brasília, DF, determinando, para efeito desse estudo, vários parâmetros físicos e químicos, inclusive a determinação da composição química dos solos, o que proporcionou o cálculo do índice kr para cada amostra, indicando que os solos estudados são todos lateríticos (kr variou de 0,89 a 2,50). Apenas uma das amostras corresponde a um solo não-laterítico, com $kr = 6,31$, em função da baixíssima presença de ferro em relação a sílica. Da análise mineralógica, através de raios X, constatou-se que os solos estudados são predominantemente cauliníticos.

A TABELA 1, desse ANEXO, apresenta a composição química de amostras de alguns minerais de argila, encontrados em solos, por DEER et al. (1966), e, com base nessas composições, são apresentados, em seguida, os índices de alteração ki e kr dessas amostras.

TABELA 1 Composição química de algumas amostras de solo, em função de um argilomineral predominante (apud DEER et al., 1966).

	Mineral			
	caulinita (%)	illita (%)	montmorilonita (%)	vermiculita (%)
SiO ₂	45,80	56,91	51,14	34,04
Al ₂ O ₃	39,55	18,55	19,76	15,37
MgO	0,14	2,07	3,22	22,58
K ₂ O	0,03	5,10	0,04	0
TiO ₂	-	0,81	-	-
Fe ₂ O ₃	0,57	4,99	0,83	8,01
FeO	0,18	0,26	-	-
CaO	0,41	1,59	1,62	0
Na ₂ O	-	0,43	0,11	0
H ₂ O ⁺	13,92	5,98	7,99	19,93
H ₂ O	0,17	2,86	14,81	-

Com base nas composições químicas apresentadas na TABELA 1, desse Anexo, têm-se os valores de ki e kr :

Mineral	ki	kr
caulinita	2,0	1,95
illita	5,2	4,45
montmorilonita	4,4	4,28
vermiculita	3,8	2,83

GRIM (1953), em sua obra intitulada “Clay mineralogy” cita, na forma de *appendix*, uma interessante série de tabelas com composições químicas dos principais argilominerais presentes em amostras de solos de várias localidades do mundo, em que se constata as porcentagens de sílica e de sesquióxidos, com as quais, podem-se calcular os índices de alteração ki e kr, obtendo-se, para esses dois parâmetros, valores semelhantes aos que posteriormente foram citados por Deer et al (1966), para a caulinita, illita, montmorilonita e vermiculita.

ENSAIOS QUÍMICOS

A metodologia empregada na execução dos ensaios químicos, é citada nas publicações: Manual de métodos de análises de solos (EMBRAPA, 1979) e Métodos de análise de solos (VETTORI, 1969).

Finalizando essas poucas, mas importantes considerações sobre “a química de um solo”, ressalta-se a importância de se pesquisar se existe ou não uma correlação entre os índices de alteração ki e kr com o potencial de colapsibilidade de um solo.

ANEXO 5

ÁGUA SERVIDA, DE TEMPERATURA E ALCALINIDADE ELEVADAS

ÁGUA SERVIDA, DE TEMPERATURA E ALCALINIDADE ELEVADAS

Trata-se de um estudo feito pela CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental de São Paulo, de autoria de Pedro Márcio Braile e José Eduardo W.A. Cavalcanti (1979), em que se analisam os despejos industriais diversos. Dentre os vários casos dessa natureza, estudados pela CETESB, destaca-se o das lavanderias comerciais.

DESCRIÇÃO DO PROCESSO

As máquinas de lavar roupas empregadas nas lavanderias são cilindros perfurados e montados horizontalmente dentro de um cilindro fixo, tendo entrada para água quente e fria e saída para as águas usadas. As roupas que vão ser lavadas são colocadas dentro do cilindro perfurado com água, sabão e outras substâncias para lavagem. O sabão e os agentes, tais como compostos para alvejamento, álcalis, etc., são aditivos. A rotação do cilindro interno produz a agitação necessária para libertar ou dissolver a sujeira dos tecidos.

O método é usualmente conhecido como método de várias águas de sabão. O procedimento típico adotado para lavagem de roupas por esse método é apresentado nas TABELAS 1 e 2 desse Anexo.

O método de várias águas de sabão exige uma determinada carga no aparelho de lavagem, uma série de ensaboaduras, enxágües e outras operações necessárias, tais como alvejamento, aplicação de sal e anil. Água fresca e detergentes ou outros aditivos são colocados no início de cada operação e drenados no fim.

A quantidade de água necessária na máquina, varia nas fases de ensaboadura e enxágüe, sendo de aproximadamente 4 litros, por kg de roupas, na 1ª ensaboadura, reduzindo-se essa quantidade, praticamente pela metade, nas fases seguintes. As

diluições sucessivas permitem que, quando se fizer o enxágüe final, o despejo tenha uma alcalinidade muito próxima da água utilizada.

NATUREZA DAS ÁGUAS DE LAVAGEM

Na maior parte das lavanderias, os critérios para lavagem de roupa branca seguem basicamente o mesmo padrão, mas variam em alguns detalhes, devido às condições locais. O tipo e a quantidade de álcali empregado variam com o tipo e quantidade da sujeira das roupas a serem limpas e a dureza das águas usadas. A aplicação de álcali eleva o pH para valores em torno de 11,5 na primeira operação.

Na fase de alvejamento, o produto mais utilizado é o hipoclorito de sódio, cujo pH é da ordem de 12 a 12,5, quando diluído na proporção de 1:2,5 de água destilada. Nas dosagens recomendadas pelos fabricantes, 1:120 de água do abastecimento público, pode-se alcançar valores de pH da ordem de 10 a 11,5, dependendo do pH da água do abastecimento público.

Quanto à temperatura da água em uso, dentro da máquina, o valor varia, dependendo da fase de operação da lavagem e se as roupas são brancas ou de cor. Como se pode observar, pelas TABELAS 1 e 2 desse anexo, no caso de roupas brancas, a temperatura na primeira ensaboadura é da ordem de 40°C, elevando-se para valores da ordem de 57°C na última ensaboadura (em conjunto com o alvejamento) e chegando a valores máximos de 74°C no terceiro enxágüe. Com roupas de cor, usam-se temperaturas menores, que variam de 38 a 49°C, dependendo da classificação de cor da roupa a ser lavada.

Finalmente, registram-se duas ocorrências importantes:

- a) as roupas de cor, normalmente, contêm mais sujeiras que as brancas e, por isso, consomem mais sabão, e,
- b) os despejos das máquinas de lavar roupas das residências, têm maior concentração de aditivos que os provenientes das lavanderias, devido ao uso de águas duras e de sabões e detergentes em quantidades acima do normal.

TABELA 1 Procedimentos para lavagem de roupas brancas (carga de 50kg)
(apud BRAILE & CAVALCANTI, 1979).

Etapas	Volume de água (litros)	Temperatura (°C)	Tempo gasto (minutos)	Aditivos
1ª ensaboadura	200 a 220	38 a 43	7 a 10	230 a 460g de álcali 170 a 230g de sabão
2ª ensaboadura	80 a 100	46 a 54	5 a 10	85 a 140g de sabão
3ª ensaboadura	80 a 100	54 a 60	5 a 10	60 a 85g de sabão
4ª ens. e alvej.	80 a 100	54 a 60	7 a 10	2 litros de solução a 1% de alvej. s/sabão
1º enxágüe	150	66 a 74	5	
2º enxágüe	150	66 a 74	5	
3º enxágüe	150	66 a 74	5	
4º enxágüe	150	54 a 60	5	
sal e anil	120	38 a 43	5	30 a 60g de sal mais anil

TABELA 2 Procedimentos para lavagem de roupas de cor (carga de 50kg)
(apud BRAILE & CAVALCANTI, 1979).

Etapas	Volume de água (litros)	Temperatura (°C)	Tempo gasto (minutos)	Aditivos
1ª ensaboadura	200 a 220	38 a 43	7 a 10	230 a 460g de álcali 170 a 280g de sabão
2ª ensaboadura	80 a 100	38 a 49	5 a 10	85 a 140g de sabão
3ª ensaboadura	80 a 100	38 a 49	5 a 10	60 a 85g de sabão
1º enxágüe	150	38 a 49	5	
2º enxágüe	150	38 a 49	5	
3º enxágüe	150	38 a 49	5	
4º enxágüe	150	38 a 49	5	
sal e anil	80	32 a 38	5	30 a 60g de sal mais anil

ANEXO 6

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DE REAÇÃO

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DE REAÇÃO

Adotando-se a fórmula de Aoki-Velloso, $f_u = (\alpha_{AV} \cdot K_{AV} \cdot N) / F_2$, e sabendo-se que o solo local é constituído de uma areia fina argilo-siltosa, conforme pode-se observar no ANEXO 3 e, que a estaca será usada à tração, e é de pequeno diâmetro ($\varnothing < 0,50\text{m}$), tem-se:

$$\begin{aligned}\alpha_{AV} &= 0,028 \\ K &= 500\text{kPa} \\ F_2 &= 3,50\end{aligned}$$

$$\text{Então, } f_u = 4N \text{ (kPa)}$$

Para estaca de diâmetro $\varnothing$ e comprimento L , tem-se:

$$f_u \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot L = P_t$$

Portanto, tem-se:

$$4N\pi\varnothing L = P_t$$

Considerando-se que serão utilizadas duas estacas de reação para cada prova de carga, e que essas estacas poderão vir a ser aproveitadas em outras provas de carga sobre placa, em profundidades maiores, por exemplo, de até 12m (SPT=15, conforme ANEXO 3), condição essa que atingiria, para o solo local, cargas de “ruptura” da ordem de 300kN(usando-se placa de 0,80m de diâmetro), e, adotando-se, para a carga de “ruptura” um coeficiente de majoração de 1,20, e, para f_u , um coeficiente de minoração de 0,80, tem-se:

$$0,80 \times 4N\pi\varnothing L = (300/2) \times 1,20$$

$$N\varnothing L = 17,9$$

Fixando $\varnothing = 0,32\text{m}$, tem-se:

$$NL = 56 \quad \text{ou seja, } \sum N\Delta L = 56$$

Adotando-se $\Delta L = 1,00\text{m}$, tem-se: $\sum N = 56$

Com base nos resultados de sondagem(ANEXO 3), tem-se, para 11m de profundidade, $\sum N = 51$ e, para 12m de profundidade, $\sum N = 66$. Portanto, adotar-se-á

$$L = 12\text{m}$$

Armadura: 8 $\varnothing$ 10mm, estribadas com $\varnothing$ 4,2mm à cada 200mm.

ANEXO 7
CURVA DE CALIBRAÇÃO DA CÉLULA DE CARGA DE 200kN

Curva de calibração

Célula de carga de 200kN

ANEXO 8
DIFRAÇÃO DE RAIOS X

2-Theta - Scale

IQ / U N E S P 15-Mar-1996 15:38

C:\USERDAT1\471BAU1M.RAW 471BAU1M DQ (AGNELLI) BAURU (CT: 1.0s, SS:0.020dg, WL: 1.5406Ao)

2-Theta - Scale

IQ / U N E S P 18-Mar-1996 16:47

C:\USERDAT1\472BAU2M.RAW 472BAU2M DQ AGNELLI (BAURU) (CT: 1.0s, SS:0.020dg, WL: 1.5406Ao)

2-Theta - Scale

IQ / U N E S P 19-Mar-1996 08:28

C:\USERDAT1\473BAU3M.RAW 473BAU3M DQ AGNELLI (BAURU) (CT: 1.0s, SS:0.020dg, WL: 1.5406Ao)

2-Theta - Scale

IQ / U N E S P 19-Mar-1996 09:03

C:\USERDAT1\474BAU4M.RAW 474BAU4M DQ AGNELLI (BAURU) (CT: 1.0s, SS:0.020dg, WL: 1.5406Ao)

2-Theta - Scale

IO / U N E S P 19-Mar-1996 09:30

C:\USERDAT1\475BAUSM.RAW 475BAUSM DQ AGNELLI (BAURU) (CT: 1.0s, SS:0.020dg, WL: 1.5406Ao)

ANEXO 9

**BOLETIM DE ANÁLISE QUÍMICA DA ÁGUA DE
ABASTECIMENTO PÚBLICO DA CIDADE DE BAURU (SP)**

BOLETIM DE ANÁLISE DE ÁGUA - Nº 0200 /97

INTERESSADO: D.A.E.
 ENDEREÇO:
 LOCAL DA COLETA: Direto do poço Geisel
 RESPONSÁVEL PELA COLETA: Cariza Martha Moreira Trovatto
 ORIGEM DA ÁGUA: Poço
 TEMPERATURAS: ÁGUA 27 °C AR 28 °C
 HORA: 13:30 CHUVAS NAS ÚLTIMAS 24 HORAS: SIM
 DATA DA COLETA: 04.02.97 ENTRADA NO LABORATÓRIO: 04.02.97

ANÁLISE FÍSICO-QUÍMICA: 1- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E ORGANOLÉPTICAS.

PARÂMETRO	UNIDADE	RESULTADO	PARÂMETRO	UNIDADE	RESULTADO
ASPECTO	**	Límpido	pH	**	9,0
COR	mg Pt/l	< 5,0	TURBIDEZ	U.N.T.	0,13
ODOR	**	Nenhum	SABOR	**	Nenhum

2- CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.

PARÂMETRO	UNIDADE	RESULTADO	PARÂMETRO	UNIDADE	RESULTADO
ALCALINIDADE BICARB.	mg/l CaCO ₃	69,0	FERRO	mg/l Fe	zero
ALCALINIDADE CARB.	mg/l CaCO ₃	12,0	FLÚOR	mg/l F	0,02
ALCALINIDADE HÍDR.	mg/l CaCO ₃	zero	NITROGÊNIO NITRATO	mg/l N	////
ALUMÍNIO	mg/l	0,013	NITROGÊNIO NITRITO	mg/l N	zero
CLORETOS	mg/l Cl	1,48	OXIGÊNIO CONSUMIDO	mg/l O ₂	0,8
CORO RESIDUAL	mg/l Cl ₂	////	SÓLIDOS TOTAIS	mg/l	////
DUREZA TOTAL	mg/l CaCO ₃	16,0	SULFATO	mg/l	1,1
DUREZA DE CARB.	mg/l CaCO ₃	16,0	CONDUTIVIDADE	uS 27 °C	135,3
DUREZA NÃO CARB.	mg/l CaCO ₃	zero			

ANÁLISE BACTERIOLÓGICA.

CONTAGEM PADRÃO DE BACTÉRIAS	zero	UFC / ml	a 34,5°C - 48 h
COLIFORMES TOTAIS :	< 2,2	(x) N.M.P. / 100 ml	() N.C. Memb. Filtr. / 100 ml
COLIFORMES FECALIS :	< 2,2	(x) N.M.P. / 100 ml	() N.C. Memb. Filtr. / 100 ml

OBSERVAÇÕES

CONCLUSÕES: QUANTO AOS PARÂMETROS ANALISADOS.

ATENDE AOS PADRÕES FÍSICO-QUÍMICO DE POTABILIDADE: SIM
ATENDE AOS PADRÕES BACTERIOLÓGICOS DE POTABILIDADE: SIM

BAURU, 12 DE FEVEREIRO DE 1997

Márcia Domingues dos Santos Zanatta
 Márcia Domingues dos Santos Zanatta
 Seção Contr. de Qualidade de Água

Eng. Nilton Saggiaro
 Eng. Nilton Saggiaro
 Divisão de Produção

**DEPARTAMENTO DE ÁGUA
E ESGOTO DE BAURU**

Rua Padre João, 11-25-Altos da Cidade
 Fone: (0142) 35-6100
 Fax: (0142) 35-6104 (Presidência) - 35-6174 (Compras)
 CGC 46.139.952/0001-91 CEP 17043-020 - Bauru - SP

E-MAIL: dae@traveinet.com.br
 http://www.traveinet.com.br/dae/

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABELEV, M.Y. (1975): "Compacting Loess Soils in USSR". *Géotechnique*, v.25, n. 1, p.79-82.

AFLITOS, A. A. O; PEREIRA, J.H.F; CARVALHO, J. C. & MENDONÇA. M.B. (1990): "Projeto Formoso A - Implantação de Obras Localizadas com Fundação em Solos Colapsíveis". In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador, Anais..., São Paulo, ABMS, v.2, p.101-108.

AGNELLI, N. (1992): "Estudo da colapsividade do solo de Bauru através de provas de carga diretas", dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 172p.

AGNELLI, N. & ALBIERO, J.H.(1994): "Efeito da colapsividade no resultado de provas de carga diretas". In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, v.1, p.167-174.

ALBIERO, J.H. (1995): "Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas "in loco", instrumentadas, em campo experimental de Bauru, SP". RELATÓRIO CIENTÍFICO - PROCESSO FAPESP 94/0518-8, 1995, 88p.

ALBIERO, J.H; VILAR, O. M. & ROSSETTE, S. N. (1986): "Comportamento de reservatórios metálicos assentes sobre solos porosos". In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, v. 6, p.95-101.

- ARAGÃO, C. J. G. & MELO, A.C. (1982): **"Fundações Rasas em solo colapsível - um Caso no Semi-árido de Pernambuco"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7 OLINDA, 1982. Anais..., São Paulo, ABMS, 1982, v.2, p.19-40.
- ARMAN, A. & THORNTON, S. I. (1973): **"Identification of Collapsible Soils in Louisiana"**. Highway Research Record, nº.426, p.14-22.
- BARATA, F. E. (1984): **"Propriedades Mecânicas dos solos - uma Introdução ao Projeto de Fundações"**. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984, 152p.
- BENITES, L. A. (1968): **"Geotechnical Properties of the Soils Affectead by Piping Near the Benson Area, Cochise Country, Arizona"**. Unpublished M.S. Thesis, University of Arizona, Tucson.
- BENVENUTO, C. (1982): **"Uma avaliação Teórico - Experimental do Comportamento de Alguns Solos Colapsíveis"**, dissertação de mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 149p.
- BERBERIAN, D. (1982): **"A prática das fundações na região centro-oeste do Brasil"**. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Olinda/Recife, v.7, p.149-188.
- BOTELHO DA COSTA, J. (1985): **"Caracterização e constituição do solo"**, 3ª edição. Fundação Calouste Gulbenkian (Portugal), 527p.
- BRAILE, P.M. & CAVALCANTI, J. E. W. A. (1979): **"Manual de tratamento de águas residuárias industriais"**, 18ª edição. CETESB/São Paulo, 764p.
- BUOL, S.W. (1973): **"Soil genesis, morphology and classification"**, chapter 1 of **"A review of soils in tropical latin America"**, edited by Pedro A. Sanchez, North Carolina Agricultural Experiment Station in Cooperation with the U.S. Agency of International Development, Technical Bulletin nº 219, July, p.1-38.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & FÁCIO, J. A. (1994): **"Estudo da erodibilidade de solos do Distrito Federal"**. CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, X, Foz do Iguaçu, PR, p. 1245-1252.

- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; NUNES, P. M.; BERBERIAN, D. & FERREIRA, E. S. 1987): **"Influencia del pH del liquido de saturación en la colapsibilidad"**, Proceedings..., VIII CONGRESO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E ING. DE FUNDACIONES, Colombia, v.2, p.1-8.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & PAIXÃO, M. N. O. N. (1994): **"Influência da microestrutura no colapso de um solo de Brasília (DF)"**. In: 2º SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS. Recife, 1994, p.105-110.
- CAMARGO et al. (1986): **"Métodos de análise química, mineral e física de solos do Instituto Agrônomo de Campinas"**. Boletim Técnico do Instituto Agrônomo de Campinas, nº 106, 1986, capítulos 3 e 4, p.3-56.
- CARVALHO, D. & SOUZA, A. (1990): **"Análise do Efeito do Umedecimento do Solo em Fundações Rasas e Profundas em Solos Porosos"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, SALVADOR, 1990, v. 2, p.109-114.
- CARVALHO, M.F. (1994) : **"Estudo de solos colapsíveis no nordeste do Estado de Minas Gerais"**, dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 137p.
- CAVAGUTI, N. (1981): **"Geologia, estruturas e características hidrogeológicas mesozóicas da região de Bauru, SP"**, tese de doutorado, Faculdade de Filosofia Ciências e Letras de Bauru, 169p.
- CHIN, F. K. (1970): **"Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure"**. In: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2, 1970, p.81-90.
- CINTRA, J. C. A. & ALBIERO, J. H. (1984): **"Capacidade de Carga e Recalques de Fundações Diretas"**. Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 29p.
- CINTRA, J.C.A. (1995): **"Fundações em Solos Colapsíveis"**. Concurso de Livre - Docência, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 124p.
- CLEMENCE, S. P. & FINBARR, A. O. (1981): **"Design Considerations for collapsible Soils"**. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, v.107, n.GT3, Março, p.305-317.

- CLEMENCE, S. P. (1985): **"Collapsible soils: Identification, Treatment and Desing Considerations"**. In: CURRENT PRATICES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, JODHPUR, India, Geo Environ Academic, p.17-33.
- CLEVENGER, W. A. (1956): **"Experiences With Loess as Foundation Material"**. In: JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, USA, (82), Paper 1025, SM 3.
- COLLINS, K. & Mc GOWN, A. (1974): **"The Form and Function of Micro fabric Features in a Variety of Natural Soils"**. In: Géotechnique, London, (24), nº 2, p. 223-254.
- CONCIANI, W. (1997): **"Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada"**, tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 177p.
- CUNHA, D. J. S. (1920): **"Experimentação dos Terrenos para o Estudo das Fundações"**. In: Revista Brasileira de Engenharia, Rio de Janeiro, 1920, v.1, nº 1.
- DA COSTA, M. E. R. (1986): **"Estudo da Colapsibilidade dos Solos Superficiais de Uberlândia"**, dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 90p.
- DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A. (1994): **"Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, New Delhi, v.1, p. 143-146.
- DEER, W. A.; HOWIE, R. A. & ZUSSMAN, J. (1966): **"An introduction to the rock-forming minerals"**. John Wiley and Sons Inc., New York, 528p.
- DENISOV, N. Y. (1951): **"The Engineering Properties of Loess and Loess Loams"**. Gosstroirzdat, Moscow, 136 p. (em russo), apud FEDA (1966).
- DERBYSHIRE, E. & MELLORS, T. W. (1988): **"Geological and Geotechnical Characteristics of Some Loess and Loessic Soils from China and Brittain: A Comparison"**. Engineering Geology, Amsterdam, v.25, nº 2-4, junho, p.135-175.

DUDLEY, J. H. (1970): **"Review of Collapsing Soils"**. In: JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, USA, (96), SM 3, p. 925-947.

EMBRAPA - EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. (1978): **"Manual de métodos de análises de solos"**. Rio de Janeiro, 455p.

ENGER, M. L. (1916): **"High Unit Pressures Found in Experiments on Distribution of Vertical Loading through Sand"**. Eng. Rec., v.73.

FEDA, J. (1966) : **"Strutural Stability of subsident Loess from Praha-Dejvice"**. In: Engineering Geology, v.1, nº 3, p.201-219.

FELTRE, R. (1990): **"Fundamentos da Química"**, 1ª edição. Editora Moderna, São Paulo, 554p.

FERREIRA, C.V. (1991): **"Caracterização geotécnica do solo de uma área da cidade de Bauru, SP"**, dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 141p.

FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; ALBIERO, J.H. ; AGNELLI, N. ; GIACHETI, H.L. ; CARVALHO, D. & KATSUTANI, L.T. (1996): **"Campo experimental de fundações em Bauru"**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3, São Paulo. Anais..., São Paulo, ABMS, 1996, p.77-87.

FERREIRA, R. C. ; MONTEIRO, L. B. (1985): **"Identification and Avaluation of Collapsibility of Colluvial Soils that occur in the São Paulo State"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOIL, 1, Brasília (DF), Proceedings..., São Paulo, ABNS, 1985, v.1, p. 269-280.

FERREIRA, R. C. et al. (1989): **"Some aspects on the behavior of Brazilian collapsible soils"**. In: XII INTERNATIONAL CONGRESS OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Rio de Janeiro, volume de Contribuições Suplementares, p.117-120.

FERREIRA, S.R.M. (1993): **"Variações de volume em solos não saturados colapsíveis e expansivos"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 7, Poços de Caldas. Anais..., v.1, setembro, p.283-296.

- GEHLING, W. Y. Y.; DIAS, R. D. & ROISENBERG, A. (1982): **"Compressibilidade e colapsibilidade de solos porosos do Planalto Meridional do Rio Grande do Sul"** In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Olinda/Recife, v.4, p.192-205.
- GIACHETI, H.L. (1991): **"Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo"**, tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 232p.
- GIACHETI, H. L. & RUSSO, D. H. (1995): **"Caracterização de um perfil típico da região de Bauru através de ensaios para solos tropicais"**. Trabalho de graduação, Faculdade de Engenharia e Tecnologia da UNESP de Bauru, 1995. 26p.
- GIBBS, H. J. & BARA, J. P. (1962): **"Stability Problems of Collapsing Soil"**. In: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, USA, (93), SM 4, p.577-594.
- GOLDEBECK, A. J. (1925): **"The Supporting Value of Soils as Influenced by the Bearing Area"**. Proceeding..., ASCE, 1925.
- GOLOMBEK, S. (1985): **"Peculiarities of in situ behaviour of tropical lateric and saprolitic soils in their natural conditions - building foundation"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOIL, 1, Brasília(DF), 1985. Proceedings..., São Paulo, ABMS, 1985, v.4, p.13-29.
- GRABOWSKA-OLSZEWSKA, B. (1988): **"Engineering - Geological Problems of Loess in Poland"**. Engineering Geology. Amsterdam, v.25, nº 2-4, junho, p.177-199.
- GRIM, R. E. (1953): **"Clay mineralogy"**. McGraw-Hill Book Company, Inc. New York, 384p.
- HANDY, R.L. (1973): **"Collapsible Loess in Iowa"**. SOIL SCIENCE OF AMERICA Proceedings..., v.37, p.281-284.
- HOLTZ, W. G. & HILF, J. M. (1961): **"Settlement of Soil Foundation Due to Saturation"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Paris, 1961, v.1, p.673-679.

- HOUSTON, S. L.; HOUSTON, W. N.; SPADOLA, D. J. (1988): **"Prediction Of, Field Collapse Of Soils Due To Wetting"**. JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING. ASCE, v.114, n°1, Janeiro, p.40-58.
- IGNATIUS, S. G. (1988): **"Uso dos limites de Atterberg e da análise granulométrica na classificação de solos tropicais para fins de Engenharia Civil"**, dissertação de mestrado, Escola Politécnica da USP - São Paulo.
- JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1957): **"The additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of structure of Sandy Subsoils on Wetting"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, London, 1957, v.1, p.316-319.
- JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1975). **"A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain struture"**. In: VII REG. CONF. FOR AFRICA ON SOIL MECH. AND FOUND. ENG., DURBAN, v.1, p.99-105.
- KANE, H. (1973): **"Confined Compression of Loess"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, MOSCOW, 1973, v. 2.2, p.115-122.
- KASSIF, J. G. E HENKIN, E. N. (1967): **"Engineering and Physico - Chemical Properties Affecting Piping Failure"**. Proceedings..., CONFERENCE ON SOIL MECH. AND FOUND. ENGINEERING, Haifa, v.1, p.13-16.
- KNODEL, P. C. (1981): **"Construction of Large Canal on Collapsing Soils"**. In: JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, USA, (107), p. 79-94, GT 1.
- LIMA, D. C. (1981): **"Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal"**, dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 171p.
- LIMA SOBRINHO, O. O. (1983): **"Estudo das Características da Compressibilidade do Solo Superficial de São Carlos, através de Provas de Cargas em Modelos"**, dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP , 145p.

- LOBO, A. S. (1991): **"Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte"**, tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 211p.
- LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V. & ALBIERO, J. H. (1997): **"Problemas de fundações em solo colapsível - estudos de casos"**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3º, PUC/RIO DE JANEIRO, RJ, p.77-89.
- LOPES, J. A. O. (1987): **"Terra Roxa (PR) - um Caso Notável de Problemas em Fundações Rasas Provocados por Fenômenos Associados a Colapsividade de Solos"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, São Paulo, 1987. Anais..., São Paulo, ABGE, 1987, v.2., p.359-375.
- LUTENEGGER, A. J. & SABER, T. (1988): **"Determination of collapse potential of soils"**, Geotech Testing Journal. ASTM, v. 11, nº 3, p.173-178.
- MARIZ, D.F. (1993): **"Um estudo físico-químico-mecânico de solos residuais sesquioxídicos micro-agregados do Planalto Central"**, dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, 168p.
- MARIZ, D.F. & CASTRO, F.J.C.O. (1994): **"Análise de alguns aspectos no mecanismo de colapso de solos do Planalto Central"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, PR, novembro/1994. Anais..., São Paulo/ABMS, 1994, p.1119-1125.
- MAZURKIEWICZ, B. K. (1972): **"Test loading of piles according to polish regulations"**. SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES. Prel. Report. nº 35, p.20.
- MEDINA, J. & NOGAMI, J. S. (1985): **"Characterization, identification and classification of tropical soils"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1º, Brasília, DF. *Proceedings...*, ABMS.
- MELLO, V.F. B. de (1968): **"Deformação de Fundações de Barragens de Terra e suas Consequências"**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 5, Rio de Janeiro, 1968.

- MENDONÇA, C. (1990): **"Comportamento de solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa - Bahia"**, dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, 270p.
- MENDONÇA, M. B., MAHLER, C. F. & CASANOVA, F. S. (1994): **"Aspectos microestruturais de solos colapsíveis da Bahia"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, PR, Anais..., São Paulo/ABMS, p.1149-1156.
- MENESCAL, R. A. (1992): **"Modelagem Numérica do Comportamento Tensão - Deformação de Solos Não-Saturados"**, dissertação de mestrado, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.
- MILEVSKI, D. N. (1988): **"The applicability of penetration testing for determining the collapsibility of loess soils"**. *Penetration testing*, ISOPT 1, ed. by De Rustier, A. A. Balkema, Rotterdam, p.865-868.
- MIRANDA, A. N. & VANZYL, D. (1989): **"Collapsible Soil - a Pratical Case in Construction (Pernambuco, Brazil)"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12 Brazil, 1989. Proceedings..., A. A. Balkema / Rotterdam / Brookfield, 1989, v.1, p.625-628.
- MOLL, L.L. (1975): **"Análisis del Problema de los Suelos Colapsibles"**. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, 1975. Proceedings..., Buenos Aires (Argentina), v.5, p.359-368.
- MORRISON, L. L. (1968): **"Procedures and Problems of Highway Soils Engineering on Loessial Terrain in Alaska"**. Highway Research Record, nº 212, p.33-38.
- NAKAO, H. & RICCO, M. F. (1982): **"Características Geotécnicas de Solos da Região de Brasília"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, Olinda, 1982. Anais..., São Paulo, ABMS, 1982, v.5, p.141-169.
- NAPOLIS NETO (1954): **"Estudos dos Recalques de um Grande Castelo d'água Fundado sobre Solo Residual"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1, Porto Alegre.

- NOGUEIRA, J. B. ; LIMA SOBRINHO, O. O. & GANDOLFI, N. (1985): **"Characteristics of Compressibility of Soil from Sandy Cenozoic Sediments"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1, Brasília (DF), 1985. Proceedings..., São Paulo, ABMS, 1985, v.1, p.471-475.
- NORTHEY, R. D. (1969): **"Engineering Properties of Loess and other Collapsible Soils"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, México, 1969. Proceedings..., ICSMFE, México, 1969, v.3, Speciality Session, nº5, p.445-452.
- NOWATZKI, E. A. (1985): **"A critical evaluation of collapse criteria for soils in Tucson, Arizona"**. Proceedings..., International Arid Lands Research and Development Conference.
- NUÑEZ, E. (1975): **"Suelos Colapsibles y Preconsolidados por Deseccacion"**. In: CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires (Argentina), v. 4, p.43-73.
- PIHERA, H. (1927): **"Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, tragfähigkeit. Teplitz - Schönau"**, 1927.
- PRESS, H. (1930): **"Baugrundbelastungsversuche mit Flächen Verschiedener Grösse"**. Bautechnik, Helf 42, 1930.
- PRIKLONSKIJ, V.A. (1952): **"Gruntovedenie - Vitoraira Chast. Gosgeolizdat"**, Moscow, 371 p. (em russo), apud FEDA (1966).
- QUEIROZ, L. A. (1960): **"Compressible Foundation at Três Marias Earth Dam"**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1, México, 1960. Proceedings..., México, 1960, v.2, p.763-776.
- RAIJ, B. V. (1983): **"Avaliação da fertilidade do solo"**. 2ª edição. Instituto da Potassa, Piracicaba, SP, 142p.
- REGINATTO, A. R. & FERRERO, J. C. (1973): **"Collapse Potencial of Soils and Soil - Water Chemistry"**. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECH AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, 1973. Proceedings..., ICMFE, Moscow, 1973, v. 2, p.177-183.

- REGINATTO, A. R. (1970): **“Suelos Colapsibles : Prediction de 1ª Suscetibilidad al Colapso”**, Proceedings..., II REUNION DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERIA DE FUNDACIONES, Cordoba / Argentina v.1, p.1-7.
- REGINATTO, A. R. (1971): **“Standart Penetration Test in Collapsible Soils”**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, San Juan, Puerto Rico, 1971, Proceedings..., New York, ASCE, 1971, v.2, p.77-84.
- REZNIK, Y. M. (1989). **“Discussion of Determination of Collapse Potencial of Soils By A. J. Lutenegeger and R. T. Saber”**, Geotechnical Testing Journal. ASTM, v. 12, nº 3, September, p.248-249.
- ROCHA FILHO, P.; ANTUNES, F.S. & FALCÃO, M.F.G. (1985): **“Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneiss residual soil”**. In: TROPICAL'S 85, Brasília, 1985. Anais..., São Paulo. ABMS, v.1, p.281-294.
- SANTOS, P. S. (1975): **“Tecnologia de argilas, aplicada às argilas brasileiras”**. EDUSP, v.1, capítulos 11,12 e 14.
- SCHERRER, H. U. (1965): **“Dam Foundation Settlements due to Saturation”**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6, Montreal, 1965. Proceedings..., Canadá, 1965, v.2, p.542-545.
- SOARES, P. C.; LANDIM, P. M. B.; FÚLFARO, V. J.; AMARAL, G.; SUGUI, K.; COIMBRA, A. M.; SOBREIRO NETO, A. F.; GIANCURSI, F.; CORREA, W. A. G. & CASTRO, C. G. I. (1979): **“Geologia da região sudeste do Estado de São Paulo”**. In: SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOLOGIA, 2, Rio Claro, SP, 1979. Atas..., Rio Claro, SRG, 1979, p. 307-319.
- SOUZA, A. & CINTRA, J. C. A. (1994): **“Fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira, SP”**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDACÕES, 10, Foz do Iguaçu, PR, Anais..., v.1, p.223-230.
- STANCATI, G.; NOGUEIRA, J. B. & VILAR, O. M. (1981): **“Ensaio de laboratório em Mecânica dos Solos”**. Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 208p.

TEIXEIRA DA CRUZ, P. ; FERREIRA, R. C. & PERES, J. E. E. (1994): **"Análise de alguns fatores que afetam a colapsividade dos solos porosos"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu, PR, Anais..., p.1127-1134.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1948): **"Soil Mechanics in Engineering Practice"**. New York, John Wiley & Sons.

TERZAGHI, K. (1925): *Erdbaumechanik*. F. Deuticke, Viena, 1925.

.....(1932): *Bodenpressing und Bettungsziffer*, 1932.

.....(1943): *Theoretical Soil Mechanics*. 1ª Edition., John Wiley and Sons, New York, 1943.

URIEL, S. & SERRANO, A. A. (1973): **"Geotechnical Properties of two Collapsible Volcanic Soils of Low Bulk Density at the Site of two Dams in Canary Islands"** (Spain). In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 8, MOSCOW, 1973, v.2.2. p.257-264.

VAN DER VEEN, C. (1953): **"The bearing capacity of a pile"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, Zurich (Switzerland), 1953, v.2, p.84-90.

VARGAS, M. (1973): **"Structurally Unstable Soil in Southern Brazil"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, v.2.2, p.239-246.

..... (1977): **"Fundações de Barragens de Terra sobre Solos Porosos"**. Revista Construção Pesada, março/1977, p.77-81.

..... (1978): **"Introdução à Mecânica dos Solos"**, 2ª Edição, 1978. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 509p.

VETTORI, L. (1969): **"Métodos de análise de solos"**. Rio de Janeiro, Equipe de Pedologia e Fertilidade do Solo. Boletim Técnico nº7, 34p.

- VILAR, O. M.; BORTOLUCCI, A. A. & RODRIGUES, J. E. (1985): **"Geotechnical Characteristics of Tropical Cenozoic Sediment From São Carlos Region"** (Brazil). In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL AND SAPROLITIC SOILS, 1, Brasília (DF), 1985, Proceedings..., São Paulo, ABMS, 1985, v.1, p.461-470.
- VILAR, O. M. (1979): **"Estudo da Compressão Unidirecional do Sedimento Moderno (Solo Superficial) da Cidade de São Carlos"**, dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 105p.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E. & NOGUEIRA, J. B. (1981): **"Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais"**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, Rio de Janeiro, v.1, p.209-224.
- VILAR, O. M. & GAIOTO, N. (1994): **"Comportamento colapsível de um solo laterítico compactado"**. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife, abril / 1994. Anais..., Recife, UFPE / ABMS, 1994, p.185-190.
- VILLELA, S. M. & MATTOS, A. (1975): **"Hidrologia Aplicada"**, 1ª edição. Editora Mc Graw-Hill. São Paulo, 245p.
- WOLLE, M. C.; BENVENUTO, C.; VICTORIO, F. C.; POLLA, C. M.; SAAD, A. M. & PULEGHINI, P. (1978): **"Estudo Preliminar da Colapsividade dos Solos no Projeto Jaíba"**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, São Paulo, Tema, I v.1, p.179-193.
- WOLLE, C. M.; BENVENUTO, B. & CARVALHO, P. A. S., (1981): **"Collapsible Soil Foundation of canal in Central Brazil"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Stocolmo. Proceedings..., v.1, p.277-280.
- ZUR, A. & WISEMAN, G. (1973): **"A Study of Collapse Phenomena of an Undisturbed Loess"**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, MOSCOW, v.2.2, p. 265-269.

APÊNDICE

PROVA DE CARGA LENTA *VERSUS* PROVA DE CARGA RÁPIDA

PROVA DE CARGA LENTA *VERSUS* PROVA DE CARGA RÁPIDA - uma análise da diferença de deformações ocorridas

Trata-se de um estudo realizado a partir dos resultados obtidos em dez provas de carga diretas, executadas com placa de 0,80m, em terreno natural, sendo cinco provas na profundidade de 1,00m e outras cinco, na de 2,00m. Dessas dez provas, seis foram executadas adotando-se os procedimentos que constam na NBR 6489/84, e que enquadram o ensaio à categoria de “prova lenta”, e, as restantes foram executadas com estágios de carregamento de 15 minutos, enquadradas na categoria de “prova rápida”.

Essas provas foram executadas no câmpus da UNESP de Bauru, sendo seis delas realizadas por AGNELLI (1992), e, as outras quatro, pelo mesmo autor, em 1996, sendo que as áreas utilizadas, nessas duas ocasiões, distam, uma da outra, 140 metros.

Nos dois locais, encontrou-se um solo residual de arenito, pertencente ao Grupo Bauru, Formação Marília, classificado, de acordo com a Pedologia, como Latossolo vermelho escuro a amarelo, textura média, e que, de acordo com a escala granulométrica proposta pela NBR 7181/84, enquadra-se como uma areia fina argilosa.

Esses solos apresentaram as seguintes características:

	Área 1 (1992)		Área 2 (1996)	
	1m	2m	1m	2m
SPT	: 2	3	1	2
γ (kN/m ³)	: 14,9	15,3	15,0	15,4
γ_s (kN/m ³)	: 26,8	26,8	26,6	26,9
e	: 0,97	0,93	0,94	0,93
w (%)	: 8,42	8,48	9,11	10,26

A área 2 corresponde ao atual Campo Experimental da UNESP e, as quatro provas executadas nessa área, fazem parte da pesquisa referente a presente tese.

As deformações verificadas, à cada estágio de carregamento, nas provas realizadas na área 1, são apresentadas nas TABELAS 1 a 6, desse Apêndice, destacando-se duas situações distintas, em cada uma das provas: a deformação ocorrida até os 15 minutos e a deformação total verificada ao final de cada estágio.

As diferenças de deformações constatadas, em cada estágio e no total da prova, devem ser analisadas com muito cuidado, pois, ao se mudar o carregamento com 15 minutos, o solo apresenta um residual de deformações, que certamente provoca recalques mais rápidos no início do estágio seguinte, diferentemente do que ocorreria se o estágio anterior fosse num tempo maior, o que resultaria em deformações mais lentas nos primeiros minutos do estágio seguinte.

O que se pretende inferir é que estágios menores causam deformações mais rápidas e estágios longos, causam deformações mais lentas, de tal sorte que, no final da prova, pode-se ter quase que a mesma deformação total.

Na FIGURA 1 a curva “real” foi construída a partir das deformações médias, calculadas mediante os valores constantes nas colunas “B”, das Tabelas 2 e 3, desse Apêndice, representando, portanto, o próprio resultado das provas de carga lentas realizadas na área 1, na profundidade de 1,00m. Nessa mesma Figura, é apresentada a curva “provável”, construída com base nas deformações médias, calculadas a partir dos valores constantes nas colunas “A”, dessas mesmas Tabelas, representando, portanto, a curva “pressão x recalque” que poderia ocorrer se as provas de carga tivessem sido do tipo “rápida”, com estágios de carregamento de 15 minutos cada um. A FIGURA 2 apresenta as curvas “real” e “provável”, para as provas de carga realizadas nessa mesma área, porém, na profundidade de 2,00m, construídas com os mesmos critérios adotados para a confecção das curvas mostradas na Figura 1.

As FIGURAS 3 e 4 comparam as curvas “pressão x recalque” obtidas nas provas lentas (área 1) com aquelas obtidas nas provas rápidas (área 2), podendo-se observar que a 1,00m de profundidade, os resultados foram idênticos e, a 2,00m, a prova rápida apresentou deformações um pouco menores.

Mas analisando-se as características dos dois solos, nota-se que o da área 2, apresentou-se um pouco mais úmido que o da área 1, tanto a 1,00m como a 2,00m, levando-se a crer que as deformações na área 2, deveriam ser um pouco maiores que aquelas apresentadas na área 1, o que não ocorreu, provavelmente em função da prova ter sido rápida.

A questão, todavia, é delicada e deve ser melhor estudada, executando-se várias provas de carga, lentas e rápidas, numa mesma profundidade, utilizando cavas próximas (mesma área de estudo), procurando-se manter sempre as mesmas condições de execução, variando tão somente o tempo destinado aos estágios de carregamento.

De qualquer forma, o levantamento apresentado nas TABELAS 1 a 6, com as reproduções ilustradas nas Figuras 1 e 2, e as comparações mostradas nas Figuras 3 e 4, servem de alerta a respeito dessa importante questão.

Por fim, reitera-se que esse levantamento e análise, não fazem parte dos objetivos desse trabalho, tendo sido apresentados a título de contribuição para futuros estudos, e, por isso mesmo, foram abordados na forma de um Apêndice.

TABELA 1 Prova executada a 1,00m. Tempo total: 76h59min.

Estágio	Tensão	Tempo do estágio	(A) Deformação no estágio, até os 15min	(B) Deformação total no estágio	(B) - (A)
(Nº)	(kPa)	(min)	(mm)	(mm)	(mm)
1	4,2	8	0,08	0,08	0,00
2	8,4	8	0,25	0,25	0,00
3	12,6	15	0,36	0,36	0,00
4	16,8	15	0,46	0,46	0,00
5	21,0	60	0,68	0,77	0,09
6	25,1	30	0,56	0,57	0,01
7	29,3	60	0,69	0,75	0,06
8	33,5	120	0,45	0,74	0,29
9	37,7	120	1,01	1,17	0,16
10	41,9	120	0,58	0,79	0,21
11	46,1	120	0,48	0,60	0,12
12	50,3	240	0,36	0,99	0,63
13	54,5	120	0,45	0,72	0,27
14	58,7	60	0,45	0,50	0,05
15	62,9	120	0,24	0,59	0,35
16	67,0	120	0,44	0,62	0,18
17	71,2	120	0,60	0,78	0,18
18	75,4	120	0,44	1,05	0,61
19	79,6	480	0,61	2,51	1,90
20	83,8	240	0,38	1,10	0,72
21	88,0	480	0,32	2,34	2,02
22	92,2	480	0,32	1,78	1,56
23	96,4	240	0,12	1,32	1,20
24	100,6	240	0,30	2,70	2,40
25	104,8	720	0,39	2,76	2,37
Total (mm)			11,02	26,30	15,28

TABELA 2 Prova executada a 1,00m. Tempo total: 41h26min.

Estágio	Tensão	Tempo do estágio	(A) Deformação no estágio, até os 15min	(B) Deformação total no estágio	(B) - (A)
(Nº)	(kPa)	(min)	(mm)	(mm)	(mm)
1	8,4	8	0,24	0,24	0
2	16,8	15	0,86	0,86	0
3	25,1	15	1,00	1,00	0
4	33,5	60	0,80	1,00	0,20
5	41,9	60	0,71	0,80	0,09
6	50,3	120	0,80	1,08	0,28
7	58,7	120	0,99	1,49	0,50
8	67,0	240	1,18	2,53	1,35
9	75,4	120	1,49	2,55	1,06
10	83,8	120	2,21	3,36	1,15
11	92,2	240	1,76	3,14	1,38
12	100,6	480	1,39	4,66	3,27
13	108,9	720	2,29	5,30	3,01
Total (mm)			15,72	28,01	12,29

TABELA 3 Prova executada a 1,00m. Tempo total: 30h39min.

Estágio	Tensão	Tempo do estágio	(A) Deformação no estágio, até os 15min (mm)	(B) Deformação total no estágio (mm)	(B) - (A) (mm)
(Nº)	(kPa)	(min)	(mm)	(mm)	(mm)
1	8,4	8	0,35	0,35	0
2	16,8	4	0,12	0,12	0
3	25,1	15	0,49	0,49	0
4	33,5	15	0,56	0,56	0
5	41,9	60	1,02	1,13	0,11
6	50,3	240	1,54	3,33	1,79
7	58,7	120	2,28	3,55	1,27
8	67,0	120	2,43	3,54	1,11
9	75,4	240	2,00	3,74	1,74
10	83,8	240	1,44	3,29	1,85
11	92,2	240	1,84	3,95	2,11
12	100,6	240	1,95	3,41	1,46
13	108,9	120	2,59	5,45	2,86
Total (mm)			18,61	32,91	14,30

TABELA 4 Prova executada a 2,00m. Tempo total: 34h26min.

Estágio	Tensão	Tempo do estágio	(A) Deformação no estágio, até os 15min	(B) Deformação total no estágio	(B) - (A)
(Nº)	(kPa)	(min)	(mm)	(mm)	(mm)
1	8,4	15	0,34	0,34	0
2	16,8	8	0,37	0,37	0
3	25,1	8	0,80	0,80	0
4	33,5	15	0,99	0,99	0
5	41,9	480	1,04	3,22	2,18
6	50,3	120	1,11	1,47	0,36
7	58,7	120	0,97	1,24	0,27
8	67,0	15	1,21	1,21	0
9	75,4	120	1,73	2,30	0,57
10	83,8	120	1,60	2,12	0,52
11	92,2	120	1,60	2,06	0,46
12	100,6	120	1,88	2,34	0,46
13	108,9	120	2,08	2,66	0,58
14	117,3	120	2,96	4,09	1,13
15	125,7	480	1,72	5,83	4,11
Total (mm)			20,40	31,04	10,64

TABELA 5 Prova executada a 2,00m. Tempo total: 36h18min.

Estágio	Tensão	Tempo do estágio	(A) Deformação no estágio, até os 15min	(B) Deformação total no estágio	(B) - (A)
(Nº)	(kPa)	(min)	(mm)	(mm)	(mm)
1	8,4	4	0,50	0,50	0
2	16,8	4	0,10	0,10	0
3	25,1	30	0,88	0,90	0,02
4	33,5	15	0,96	0,96	0
5	41,9	15	0,88	0,88	0
6	50,3	15	1,12	1,12	0
7	58,7	30	1,20	1,21	0,01
8	67,0	30	1,27	1,32	0,05
9	75,4	120	1,39	1,67	0,28
10	83,8	240	1,43	2,36	0,93
11	92,2	240	1,69	3,03	1,34
12	100,6	120	1,30	2,10	0,80
13	108,9	120	1,90	3,31	1,41
14	117,3	240	2,16	3,90	1,74
15	125,7	120	1,25	2,89	1,64
16	134,1	720	2,29	3,92	1,63
Total (mm)			20,32	30,17	9,85

TABELA 6 Prova executada a 2,00m. Tempo total: 36h38min.

Estágio	Tensão	Tempo do estágio	(A) Deformação no estágio, até os 15min (mm)	(B) Deformação total no estágio (mm)	(B) - (A) (mm)
(Nº)	(kPa)	(min)			
1	8,4	8	0,40	0,40	0
2	16,8	8	0,65	0,65	0
3	25,1	8	0,58	0,58	0
4	33,5	15	0,62	0,62	0
5	41,9	15	0,59	0,59	0
6	50,3	15	0,70	0,70	0
7	58,7	30	0,69	0,71	0,02
8	67,0	15	0,85	0,85	0
9	75,4	60	1,07	1,25	0,18
10	83,8	120	1,20	1,49	0,29
11	92,2	240	1,47	2,24	0,77
12	100,6	120	1,43	2,90	1,47
13	108,9	240	1,39	2,34	0,95
14	117,3	240	1,75	3,61	1,86
15	125,7	240	0,89	2,91	2,02
16	134,1	720	1,57	4,58	3,01
Total (mm)			15,85	26,42	10,57

FIGURA 1 - Curva relativa às deformações ocorridas até os 15 minutos, de cada estágio, *versus* curva relativa às deformações totais verificadas em cada estágio (prova lenta). Profundidade: 1,00m. Campo Experimental 1 da UNESP de Bauru, SP.

FIGURA 2 - Curva relativa às deformações ocorridas até os 15 minutos, de cada estágio, *versus* curva relativa às deformações totais verificadas em cada estágio (prova lenta). Profundidade: 2,00m. Campo Experimental 1 da UNESP de Bauru, SP.

FIGURA 3 - Curvas médias de provas de carga sobre placa, em solo natural.
Profundidade: 1,00m. Câmpus da UNESP de Bauru, SP.

FIGURA 4 - Curvas médias de provas de carga sobre placa, em solo natural.
Profundidade: 2,00m. Câmpus da UNESP de Bauru, SP.