

# CAMPOS EXPERIMENTAIS BRASILEIROS

## Brazilian Experimental Research Sites

Erinaldo H. Cavalcante\*, Fernando A. B. Danziger\*\*, Heraldito L. Giacheti\*\*\*  
Roberto Q. Coutinho\*\*\*\*, Adriano Souza, Alessandro C. Morales Kormann,  
Antonio Belincanta, Carlos de Sousa Pinto, Carlos J. M. Costa Branco,  
Cláudio Vidrih Ferreira, David de Carvalho, Fernando A. M. Marinho,  
José Carlos Ângelo Cintra, Karina Cordeiro de A. Dourado, Luciene Santos de Moraes,  
Luiz Heleno Albuquerque Filho, Marcio de Souza S. de Almeida,  
Nelci Helena Maia Gutierrez, Paulo J. Rocha de Albuquerque, Paulo Roberto  
Chamecki, Renato Pinto da Cunha, Raquel Souza Teixeira, Stélio Maia Menezes,  
Willy Alvarenga Lacerda\*\*\*\*\*

**RESUMO** – Este artigo apresenta um apanhado de informações sobre os Campos Experimentais de Geotecnia e Fundações existentes no Brasil, situados em onze localidades. Uma síntese dos dados de cada campo foi elaborada, desde os motivos que levaram à sua criação, as principais investigações geotécnicas realizadas e a experiência acumulada com fundações (tipos, testes realizados, etc.). Ao final, são apresentadas as perspectivas de novas experiências vislumbradas pelos pesquisadores que atuam em cada local. Assim, este artigo pode ser considerado um banco de dados resumido dos campos experimentais de geotecnia do Brasil.

**SYNOPSIS** – This paper presents information about the Brazilian geotechnical and foundation engineering research sites located at eleven cities. A synthesis of the data from each site is presented, including the reasons to create the site, the major geotechnical site investigation programs and the experience achieved in foundation engineering (types, tests, etc.). The perspectives of new tests foreseen by the researchers for each site are also presented. This paper can be considered a short databank of the geotechnical experimental research sites in Brazil.

**PALAVRAS CHAVE** – Campos experimentais, Engenharia geotécnica, Fundações.

## 1 – INTRODUÇÃO

Este artigo nasceu da brilhante idéia dos organizadores do XIII COBRAMSEG e III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, realizado em Curitiba, em agosto de 2006, compartilhada pelos membros da Comissão Técnica de Investigações de Campo (CTIC) da ABMS, de contemplar o congresso com um workshop dedicado aos “Sítios Experimentais Luso-Brasileiros”. Nele é apresentada uma síntese do que tem sido feito ao longo dos mais de trinta anos de pesquisas realizadas nos diversos campos experimentais do Brasil, segundo as informações relatadas pelas lideranças de cada local. O relato que ora se apresenta passa a se constituir uma excelente referência bibliográfica –

---

\* Prof. Adjunto, DEC/UFS. E-mail: erinaldo@ufs.br

\*\* Prof. Adjunto, COPPE/UFRJ. E-mail: danziger@coc.ufrj.br

\*\*\* Prof. Adjunto, DEC/FEB/UNESP. E-mail: giacheti@feb.unesp.br

\*\*\*\* Prof. Adjunto, DEC/UFPE. E-mail: rqc@ufpe.br

\*\*\*\*\* Professores de diversas Universidades Brasileiras. Email: ctic@abms.com.br

ca, aonde é possível conhecer-se o perfil de cada campo e obterem-se informações sobre as investigações geológico-geotécnicas realizadas, bem como as experiências com fundações. É oportuno destacar que, em virtude da abundância de informações existentes, seria quase impossível, mesmo com a boa vontade e competência reconhecida em cada liderança, dentro da limitação de páginas estabelecida, se fazer um detalhamento minucioso de todas as atividades desenvolvidas em cada campo. Isso forçosamente induziu os líderes a sintetizarem os relatos parciais, sem necessariamente perder de vista as melhores informações e experiências dos sítios experimentais aqui apresentados, adequando este relato sintetizado ao número de páginas recomendado pela comissão organizadora do evento e, conseqüentemente, ao que foi disponibilizado por esta revista.

Portanto, fica evidente que este artigo foi um trabalho realizado por um conjunto de autores, constituído pelas principais lideranças que atuam em diversos sítios experimentais do Brasil, os quais são naturalmente os responsáveis pelas informações de cada campo. A coordenação técnica desta publicação e seus colaboradores diretos, que também são líderes de campos, tiveram a incumbência de sintetizar e sistematizar as informações recebidas dos líderes, adequando-as ao padrão de formatação da revista.

O presente artigo inclui um item no qual é resumida parte das informações relativas ao histórico de cada campo. Nesse item, pretende-se dar uma visão geral dos sítios experimentais, fazendo-se breves comentários a respeito da história de criação desses ambientes de pesquisa e apresentando-se dados condensados relativos à área ocupada por cada um, localização, número de pesquisadores e publicações existentes, o que se faz na forma de tabelas-resumos e gráficos. Em seguida, nos itens destinados à apresentação dos dados geotécnicos e de fundações, os onze campos experimentais são descritos separadamente.

## **2 – HISTÓRICO RESUMIDO**

### **2.1 – Considerações iniciais**

Os campos experimentais do Brasil aqui apresentados estão situados em seis estados brasileiros, das regiões Sul (Paraná), com três campos, Sudeste (São Paulo e Rio de Janeiro), com seis campos, Centro-Oeste (Distrito Federal) e Nordeste (Pernambuco), com um campo cada, conforme mostrado no mapa da Figura 1. Vale registrar ainda a existência de outros campos experimentais que têm dado excelentes contribuições à engenharia geotécnica brasileira, tais como o da UFRGS, o da Escola Politécnica da UFBA e o do Senac-Sesc (RJ), explorado pela COPPE/UFRJ. As coordenadas de cada campo estão apresentadas na Tabela 1, aonde constam também o ano de criação e as respectivas áreas ocupadas.

Da Figura 1 é fácil perceber que os sítios experimentais em plena atividade no Brasil estão concentrados em maior quantidade nas regiões Sul e Sudeste. Além disso, conforme consta na Tabela 1, com exceção do Sarapuí, esses campos foram implantados a partir da segunda metade da década de oitenta até o final da década de noventa, período em que a engenharia geotécnica brasileira passa a ser contemplada com importantes contribuições científicas desses ambientes de pesquisa, com trabalhos experimentais de alto nível, resultando em numerosos artigos científicos, dissertações e teses. De acordo com os relatos parciais dos líderes, o campo experimental mais antigo do Brasil foi criado em 1974, o do Sarapuí (IPR/DNER), bastante explorado por pesquisadores da COPPE/UFRJ e da PUC-Rio.

### **2.2 – Pesquisadores e publicações**

A Tabela 2 mostra a quantidade de pesquisadores até o momento diretamente envolvidos com pesquisas em cada sítio experimental brasileiro e a relação dos pesquisadores que mais atuaram,

enquanto que na Tabela 3 consta um resumo quantitativo das teses e dissertações concluídas em cada campo, até 2005. O gráfico da Figura 2 permite uma melhor visualização sobre o panorama geral da quantidade de pesquisadores com atuação nos campos brasileiros, revelando também que naquelas Instituições onde se dispõe de curso regular de Pós-graduação consolidado ou em consolidação, estes ambientes de pesquisa têm dado expressiva contribuição para o desenvolvimento de teses e dissertações.

Além das mais de 125 teses e dissertações concluídas até o ano de 2005, estima-se que tenham sido geradas, nos onze campos experimentais relatados, em torno de 500 publicações, incluindo artigos em revistas de circulação nacional e internacional, em anais de congressos no Brasil e no exterior, dentre outros eventos de caráter técnico-científico.



Fig. 1 – Localização dos campos experimentais de geotecnia do Brasil.

### 2.3 – Motivação para criação dos campos

Há fortes indicações de que a origem dos campos experimentais brasileiros esteve associada a dois aspectos: i) ao estudo de situações que a prática da engenharia geotécnica passou a exigir em função dos problemas encontrados localmente e ii) à necessidade do desenvolvimento de pesquisas para criação ou consolidação de programas de pós-graduação em Universidades. Estes dois aspectos fizeram com que os campos experimentais de geotecnia criados servissem de mola propulsora para o desenvolvimento de excelentes pesquisas para dissertações e teses em diversas Instituições de Ensino Superior. A seguir serão feitos breves comentários acerca da criação dos campos experimentais apresentados neste artigo.

O campo experimental instalado ao lado da rodovia Rio Petrópolis, na margem esquerda do rio Sarapuí, por iniciativa do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR/DNER), foi extensamente explorado por pesquisadores e alunos da COPPE/UFRJ e PUC-Rio. Este campo surgiu da neces-

**Tabela 1** – Quantidade e nomes dos principais pesquisadores envolvidos em cada campo experimental brasileiro

Campo Experimental		Ano de criação	Área (m <sup>2</sup> )	Coordenadas	
01	COPPE/UFRJ – PUC-Rio (IPR-DNER)/Sarapuá	1974	42.000	43°17'23'' 22°44'39''	(S) (W)
02	POLI/USP (EPUSP/LMS)	1988	5.000	23°34'15'' 52°44'06''	(S) (W)
03	EESC/USP	1988	1.200	22° 01' 22'' 47° 53' 38''	(S) (W)
04	UNICAMP	1989	1.700	22°53'22'' 47°04'39''	(S) (W)
05	UNESP/FEB	1991	50.000	22° 2'25'' 49° 01'37''	(S) (W)
06	UNESP/FEIS	1988	1.650	20° 02' 21'' 50° 43'44''	(S) (W)
07	UNB	1990-1995	1.000	15°45'58'' 47°52'21''	(S) (W)
08	UFPR	1997	3.600	25°27'01'' 49°14'01''	(S) (W)
09	UEL/PR	1998	2.975	23°19' 51° 12'	(S) (W)
10	UEM/PR	1992	1.000	23° 24' 19'' 51° 55' 58''	(S) (W)
11	UFPE (SESI-IBURA)	1996	1.650	08°06'36'' 52°56'18''	(S) (W)

sidade de estudos envolvendo aterros rodoviários sobre solos moles, um problema enfrentado em várias regiões em todo o território brasileiro, e de modo especial na Baixada Fluminense. Segundo Ortigão e Lacerda (1979), em meados de 1974 foi iniciado pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias do antigo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (IPR/DNER) um extenso programa de pesquisas na área de Mecânica dos Solos, intitulado “Construção de Aterros sobre Solos Compressíveis”, coordenado pelo Prof. Willy Alvarenga Lacerda, da COPPE/UFRJ. Foi executado um aterro instrumentado levado à ruptura, outro aterro sobre vários tipos de drenos verticais e uma escavação experimental. Nos caminhos executados para acesso aos aterros foi realizado um dos primeiros estudos sobre a aplicação de geotêxteis na base de aterros sobre solos moles. O campo foi explorado também para estudos de estacas instrumentadas, ensaios de palheta, piezocone, dilatômetro e outros tipos de ensaios “in situ”, e ainda como local de retirada de amostras indeformadas para estudos de laboratório.

O campo experimental da POLI/USP foi criado através de uma ação conjunta entre a Escola Politécnica e a ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia –, com o objetivo de realizar pesquisas envolvendo o desempenho de alguns tipos de fundações. A motivação principal na ocasião foi o de preparar relato especial refletindo a competência nacional, nesta área, por ocasião do XII Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado no Rio de Janeiro, em 1989. Com o apoio de 22 empresas executoras de fundações e 4 instituições de tecnologia, a pesquisa foi apresentada naquele evento numa publica-

ção especial, com 86 páginas, contemplando os principais resultados. Após a sua implantação, pesquisas financiadas por diversos órgãos de fomento (FAPESP, CNPq, CAPES) vêm sendo desenvolvidas.

**Tabela 2** – Quantidade e nomes dos principais pesquisadores envolvidos em cada campo experimental brasileiro

<b>Campo</b>	<b>Pessoas envolvidas</b>	<b>Principais pesquisadores</b>
COPPE/UFRJ – PUC-Rio (IPR-DNER)/Sarapuí	50*	Willy Alvarenga Lacerda; Mauro L. G. Werneck; Franklin Antunes; Leandro M. Costa Filho; Sandro S. Sandroni; J. A. R. Ortigão; Roberto Q. Coutinho; Ennio M. Palmeira; Haroldo B. Collet; Alberto de Sampaio F. J. Sayão; Denise Gerscovich; Marcio Miranda Soares; Cláudio R. R. Dias; Julio Verne; Ian S. M. Martins; Márcio S. S. Almeida; Fernando A. B. Danziger.
POLI/USP (ABEF)	03	Carlos de Sousa Pinto; Fernando A. M. Marinho; Jaime D. Marzionna.
EESC/USP	32*	José Carlos Ângelo Cintra; José Henrique Albiero; Nelson Aoki; Orêncio Monje Vilar
UNICAMP	03	David de Carvalho; Paulo José Rocha de Albuquerque; Miriam Gonçalves Miguel.
UNESP/FEB	07	José Henrique Albiero; Heraldo Luiz Giacheti; Cláudio Vidrih Ferreira; Ademar da Silva Lobo; Anna Sílvia Pacheco Peixoto; Norival Agnelli; David de Carvalho.
UNESP/FEIS	06	Adriano Souza; Antonio Anderson da Silva Segantini; David de Carvalho (Unicamp); Jair Camacho; José Augusto de Lollo; Stélio Maia Menezes (UFLA).
UNB	09	Renato Pinto da Cunha; André Pacheco de Assis; Ennio Marques Palmeira; José Camapum de Carvalho; Luís Fernando Martins Ribeiro; Márcio Muniz de Almeida; Newton Moreira de Souza; Noris Costa Diniz; Pedro Murrieta Santos Neto.
UFPR	07	Alessander Christopher Morales Kormann; Paulo Roberto Chamecki; Ney Augusto Nascimento; Andrea Sell Dyminski; Augustinho Rigotti; Roberta Bomfim Boszczowski; Laryssa Petry Ligocki.
UEL/PR (CEEG)	06	Carlos José Marques da Costa Branco; José Paulo Peccinini Pinese; Raquel Souza Teixeira; Vanessa Regina Lasaro Mangieri; Miriam Gonçalves Miguel (Unicamp); Antonio Belincanta (UEM).
UEM/PR	06	Antonio Belincanta; Nelcí Helena Maia Gutierrez; Roberto Lopes Ferraz; Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis; Maria Teresa de Nóbrega; Paulo Nakashima.
UFPE (SESI)	04	Roberto Quental Coutinho; Bernardo Horowitz; Fernando A. B. Danziger; Alexandre Duarte Gusmão.
<b>Total</b>	<b>133</b>	
* Vários foram ou são alunos de mestrado e doutorado (Ano base: 2005)		

A criação do campo experimental da EESC/USP teve o objetivo de realizar ensaios em verdadeira grandeza, em diversos tipos de elementos de fundações num solo representativo da vasta região do centro-oeste do estado de São Paulo, que é colapsável. O local do campo foi escolhido para que os resultados, obtidos nas pesquisas ali realizadas, fossem diretamente aplicáveis ao com -

portamento de fundações em solos colapsíveis em muitas localidades paulistas e brasileiras. Foi o que motivou também a criação do campo da UNICAMP, em que o solo do local, característico da região e de algumas outras áreas do Brasil, que se apresenta poroso e colapsível na sua camada superficial (0 a 6 m), precisava ser estudado para a avaliação de suas características através de ensaios de campo e em laboratório, bem como para a análise do seu comportamento perante os diversos tipos de fundações empregados na região.

A UNESP – Campus de Bauru implantou seu campo experimental para viabilizar a realização de pesquisas sobre o comportamento dos solos típicos da região (porosos e colapsíveis), que antes eram feitas em terrenos particulares. Ensaios de campo e laboratório, além de diversas provas de carga em placa e em estacas instrumentadas foram realizados, com ênfase no estudo do colapso. O estabelecimento efetivo deste campo experimental foi possível devido a auxílio obtido junto à FAPESP, pelo professor José Henrique Albiero.

A implantação do campo experimental da UNESP – Campus de Ilha Solteira teve como objetivo inicial nas primeiras pesquisas lá realizadas o desenvolvimento de atividades voltadas para o treinamento, capacitação e formação de uma equipe técnica especializada na confecção de instrumentação para estacas e habilitada para a realização de provas de carga em placa e em estacas. As pesquisas realizadas nesse campo experimental também tiveram como enfoque principal o estudo do comportamento de diferentes tipos de fundações em solos colapsíveis.

Na UNB, as primeiras atividades na área do campo experimental de fundações e ensaios de campo ocorreram no início da década de 90, realizadas pelo professor Dickran Berberian (Departamento de Engenharia Civil e Ambiental) em projetos de conclusão de curso dos estudantes de engenharia civil daquela Instituição. A partir de 1995, a utilização regular do campo experimental foi incorporada a projetos de mestrado e doutorado do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, particularmente através de trabalhos desenvolvidos pelos professores Renato Pinto da Cunha, José Camapum de Carvalho e Pedro Murrieta Santos Neto.

O campo experimental de geotecnia da UFPR foi criado a partir de uma grande pesquisa, iniciada em maio de 1997, visando contribuir para o aumento do conhecimento acerca do comportamento dos solos típicos da bacia sedimentar onde se situa a área metropolitana de Curitiba, que é preenchida em sua maior extensão pela Formação Guabirotuba, caracterizada por uma razoável diversidade de solos, responsáveis por problemas com fundações, escavações e outras obras de terra. Associaram-se a esse esforço professores da UFPR, PUC/PR e CEFET-PR, bem como diversos profissionais e empresas de estudos geotécnicos, consultoria, execução de fundações e construtoras. O Núcleo Regional da ABMS no Paraná e Santa Catarina também vem apoiando as pesquisas nesse local.

Em Londrina, a busca de maior racionalização dos recursos, aliada à escassez de estudos sistêmicos na área de fundações e obras de terra, foi a principal razão da criação do campo experimental da UEL (CEEG), visto que com a construção de edifícios de até 120 m de altura, garagens com até 4 subsolos, em terreno poroso e colapsível, tornaram-se necessários estudos mais concentrados para soluções de engenharia geotécnica. Em Maringá, a criação do campo experimental da UEM (Campus Sede) teve como principal motivo a necessidade de um espaço reservado para o desenvolvimento de pesquisas que permitissem o reconhecimento do subsolo, bem como o estudo do comportamento das distintas camadas de solo, visando experimentos geotécnicos contemplados por projetos institucionais de pesquisas.

O campo experimental da UFPE foi criado pelo GESEP-UFPE (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planície), sob a coordenação do Prof. Roberto Quental Coutinho, para estudar

problemas de engenharia geotécnica dos solos moles e para dar suporte à comunidade técnica com um Banco de Dados dos Solos Moles de Recife. Esse documento contém dados geotécnicos de cerca de 50 locais, sendo que em dois deles as pesquisas se concentraram: Clube Internacional e SESI-Ibura. O banco de dados totaliza atualmente mais de 500 linhas, com informações geotécnicas de identificação, caracterização, adensamento e resistência, bem como diversas correlações estatísticas obtidas a partir de resultados de diversos ensaios de laboratório e campo. Em 1995, a ruptura geral de um vestiário, com uma estrutura de concreto armado e fundação em estacas metálicas, localizado no Centro de Atividades Sociais do Serviço Social da Indústria (SESI), no bairro Ibura, em Recife, revelou a importância do estudo de flambagem em estacas metálicas, provocada por movimentos laterais de solo mole. Após a ruptura, a UFPE, através do Prof. Roberto Coutinho, foi solicitada para emitir um relatório técnico sobre o caso, o que estimulou a realização de uma extensa campanha de sondagens SPT, amostragens Shelby e diversos ensaios penetrométricos, tais como DMT, PMT e Palheta de Campo (FVT). Dessa forma, foi instalado o campo experimental do SESI-Ibura.

Tabela 3 – Teses e dissertações concluídas relativas aos campos experimentais brasileiros

Campo experimental/localização	Cidade	Teses e dissertações concluídas*	
Instituição de Origem		Doutorado	Mestrado**
COPPE/UFRJ e PUC-Rio/(IPR-DNER)/(Sarapuí)	Rio de Janeiro	08	30
POLI/USP	São Paulo	03	05
EESC/USP	São Carlos	08	19
UNICAMP	Campinas	07	09
UNESP/FEB	Bauru	05**	01**
UNESP/FEIS	Ilha Solteira	03**	07
UNB	Brasília	03	08
UFPR	Curitiba	02**	02
UEL/PR	Londrina	-	01**
UEM/PR	Maringá	02**	-
UFPE (SESI – Ibura)	Recife	01	03
Total:		42	85

\* Dados de outubro de 2005 informados pelos líderes de cada campo  
\*\* Tese/dissertação defendida em outra Instituição com dados do campo

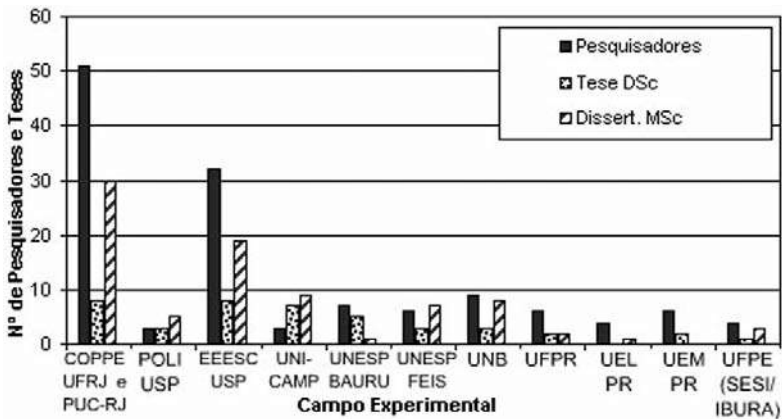


Fig. 2 – Número de pesquisadores envolvidos diretamente com cada campo experimental e quantidade de teses



### 3 – CAMPOS EXPERIMENTAIS

Deste ponto em diante será feito um apanhado, na forma de resumo, das principais características dos onze campos experimentais brasileiros que compõem este artigo, iniciando com as características geológicas, os principais tipos de investigações geotécnicas realizadas, as experiências obtidas com fundações, principalmente profundas e, finalmente, as perspectivas futuras de cada um.

Os campos experimentais brasileiros são caracterizados por uma relativa diversidade geológico-geotécnica, conforme será visto adiante. Essa diversidade se dá, principalmente, em virtude das grandes diferenças climáticas encontradas entre as regiões do país, que muito contribuem para que as formações geológicas locais tenham comportamentos peculiares, cabendo destacar que na maioria dos locais os estudos têm sido muito concentrados no comportamento de argilas orgânicas moles e solos não saturados, colapsíveis.

#### 3.1 – Campo experimental do Sarapuí

##### 3.1.1 – Aspectos históricos e geológicos

O trabalho pioneiro acerca da argila da região do Sarapuí foi desenvolvido por Pacheco Silva (1953). Na década de 1970, o IPR (Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER) financiou um amplo projeto sobre as características geotécnicas da argila do Sarapuí, visando obter parâmetros confiáveis para projetos de aterros de estradas que seriam feitas na região. Neste projeto, coordenado pelo Professor Willy Lacerda, um detalhado estudo sobre Geologia, Geomorfologia e Pedologia de toda a região e acerca das características químicas e mineralógicas do material foi desenvolvido por Antunes (1978), que menciona que a origem dos sedimentos flúvio-marinhos está relacionada a pulsações transgressivas-negativas, ocorridas nos últimos 6000 anos.

A camada argilosa é muito mole, orgânica, de cor cinza, devido à matéria orgânica e ambiente de redução. Apresenta concentrações de sais solúveis na faixa 4,7 a 8,5 gf/l, principalmente sob a forma de cloretos e sulfatos, com teores de matéria orgânica variando de 4,1 a 6,4%. Em função da concentração salina, as partículas argilosas podem estar floculadas ou defloculadas localmente. Mineralogicamente esta camada é constituída por argilo-minerais caulíníticos, que são os constituintes dominantes, ocorrendo pouca ilita (Antunes, 1978).

Na região que concentra a maior parte das pesquisas, a camada argilosa tem cerca de 11 m de espessura, conforme pode ser observado no perfil geotécnico da Figura 3, obtido a partir de sondagens à percussão. A camada argilosa apresenta uma crosta ressecada pré-adensada de cerca de 3 m de espessura e, abaixo da crosta, o material é levemente pré-adensado.

##### 3.1.2 – Caracterização geotécnica

O primeiro trabalho sobre os resultados iniciais dos estudos desenvolvidos é o de Lacerda et al. (1977), centrado nas características de compressibilidade e de permeabilidade *in situ*.

Ao longo de mais de 25 anos, numerosos ensaios de campo e laboratório têm sido realizados no Campo Experimental, conforme relacionado a seguir. Cumpre salientar que dois aterros experimentais, um levado à ruptura (e.g. Ortigão, 1980; Ortigão et al., 1983) e outro instrumentado com diversos tipos de drenos verticais (e.g. Collet, 1985; Terra, 1988; Almeida et al., 1989), além de uma escavação experimental (e.g. Sayão, 1980) representaram pesquisas de grande valor tanto no contexto brasileiro como no internacional. Uma das primeiras pesquisas no Brasil acerca do uso de geotêxteis empregados na base de aterros sobre solos moles foi também realizada (Palmeira, 1981).



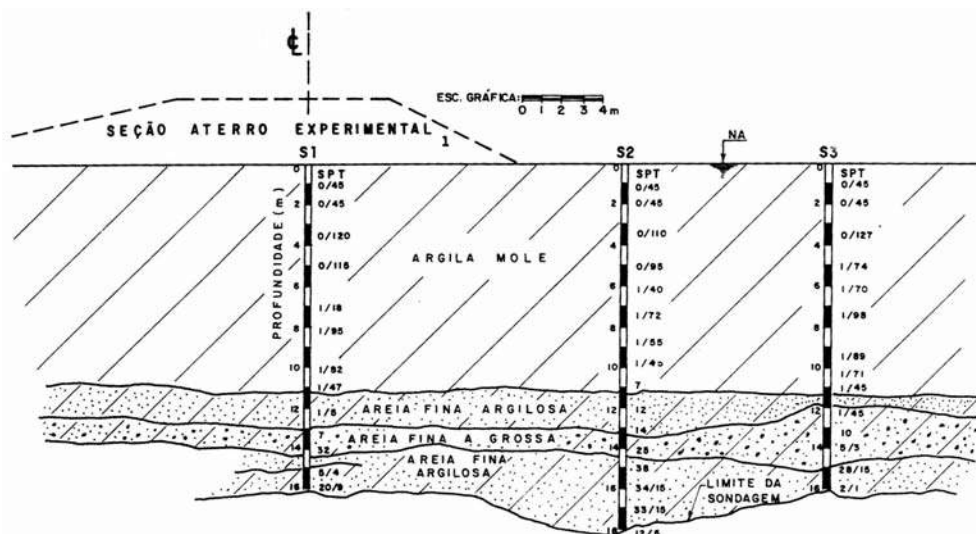


Fig. 3 – Perfil geotécnico da área do aterro experimental I (Ortigão, 1980).

### 3.1.2.1 – Ensaios em laboratório

Nos laboratórios do IPR/DNER, da COPPE/UFRJ, da PUC-Rio e da EMBRAPA foram realizados muitos tipos de ensaios de laboratório. É quase impossível listarem-se todos os ensaios realizados, cabendo lembrar que foram levados a efeito ensaios químicos e mineralógicos, de caracterização, de resistência e compressibilidade em diversas campanhas. Um resumo da caracterização geotécnica do depósito do Sarapu foi feito recentemente por Almeida et al. (2005), e algumas das propriedades do depósito são apresentadas nas Figuras 4 e 5.

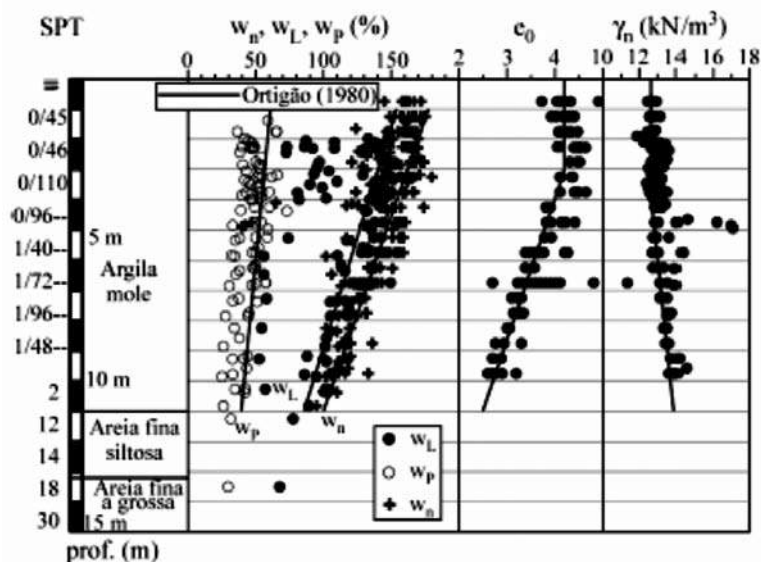
Martins et al. (2006) questionam a faixa de valores do peso específico dos grãos sólidos, considerando-a muito ampla. Além disso, estabelecem um raciocínio segundo o qual a relação de pré-adensamento, OCR, é constante em profundidades abaixo da crosta.

Parâmetros de compressibilidade e de resistência foram obtidos em várias campanhas.

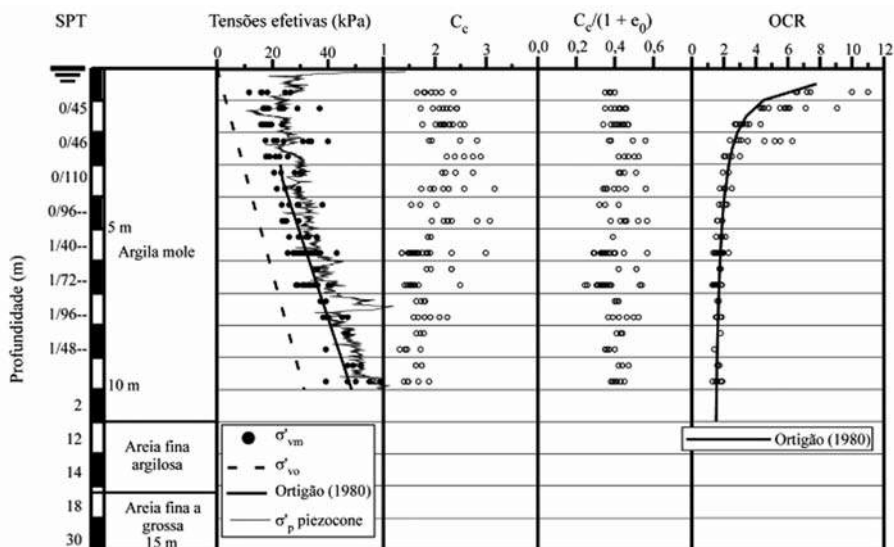
Ensaios de adensamento edométrico do tipo convencional (Figura 6), de fluxo restringido e CRS foram realizados (e.g. Coutinho, 1976; Carvalho, 1989; Barbosa, 1990), assim como ensaios de adensamento radial (Coutinho, 1976; Lacerda et al., 1977; 1995). O valor médio da razão de compressão, definida por  $CR = C_c / (1 + e_0)$ , é igual a 0,41.  $C_c$  é o índice de compressão, enquanto  $e_0$  é índice de vazios inicial da amostra.

Ensaios de adensamento de longa duração foram também realizados (Vieira, 1988; Feijó 1991; Feijó e Martins, 1993).

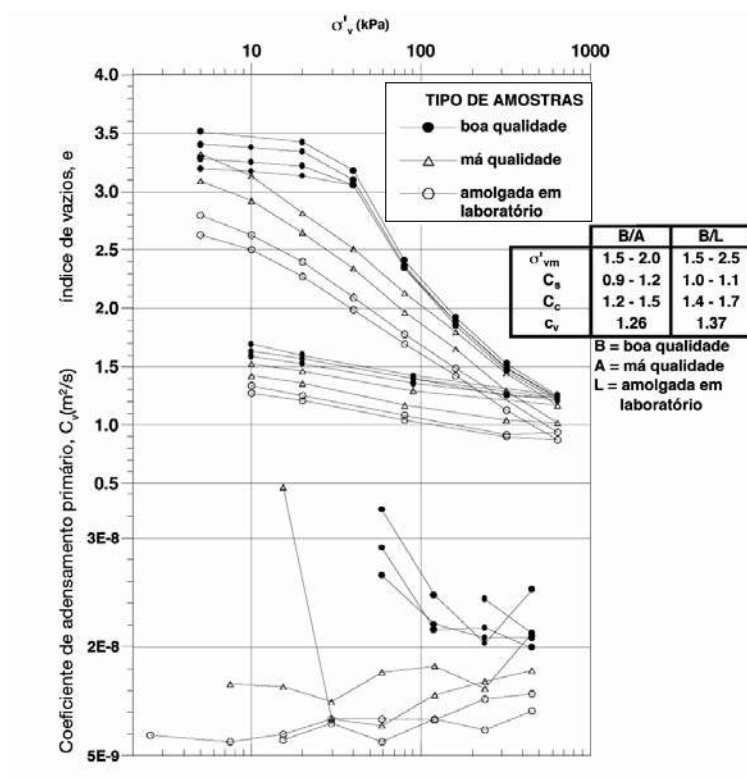
Ensaios triaxiais de compressão e extensão, adensados em condição hidrostática e sob relação de tensões efetivas radial/vertical constante foram realizados, e determinados parâmetros de resistência em termos de tensões totais e efetivas (e.g. Ortigão 1975; 1980, Costa Filho et al., 1977; Bressani, 1983; Gerscovich, 1983). Na Figura 7 são apresentados valores de resistência não drenada em função da profundidade obtidos de diferentes modos, incluindo-se resultados de ensaios de palheta (Collet, 1978; Ortigão e Collet, 1986).



**Fig. 4** – Características geotécnicas do depósito de Sarapuí (linhas cheias representam valores médios da área dos aterros). Dados de Ortigão (1975; 1980), Coutinho (1976), Duarte (1977), Collet (1978), Vieira (1988), Barbosa (1990) e Lima (1993) coletados por Almeida et al. (2005).



**Fig. 5** – Perfis de tensões e parâmetros de compressibilidade (linhas cheias representam valores médios da área dos aterros). Dados de Ortigão (1975; 1980), Coutinho (1976), Duarte (1977), Vieira (1988), Carvalho (1989), Barbosa (1990), Lima (1993) e Bezerra (1996) coletados por Almeida et al. (2005).



**Fig. 6** – Ensaios de adensamento em amostras de diferente qualidade (Coutinho, 1976, adaptado por Almeida et al., 2005).

### 3.1.2.2 – Ensaios de campo

Da mesma forma que no caso de ensaios de laboratório, é quase impossível listarem-se todos os ensaios de campo realizados. Além de sondagens à percussão (apresentadas anteriormente), foram realizados ensaios de palheta (Collet, 1978; Ortigão e Collet, 1986), fratura hidráulica (Werneck et al., 1977), cone (Borges Neto, 1981; Guimarães, 1983), piezocone (Alencar Jr., 1984; Lehtola, 1984; Rocha Filho e Alencar, 1985; Soares et al., 1986a; 1987; Sales, 1988; Danziger, 1990; Árabe, 1993; Bezerra, 1996; Meireles, 2002), piezocone sísmico (Francisco, 1997) e dilatômetro (Soares et al., 1986b; Vieira, 1994; Vieira et al., 1997). Os valores de  $S_u$  obtidos de ensaios de palheta estão incluídos na Figura 7. Os valores de resistência de ponta corrigida  $q_T$  e poro-pressão medida em dois locais, na face ( $u_1$ ) e na base do cone ( $u_2$ ), obtidos em ensaios de piezocone, são apresentados na Figura 8.

Os valores de  $p_0$  e  $p_1$ , respectivamente as pressões correspondentes a deslocamento nulo e de 1 mm da membrana em ensaios de dilatômetro, são apresentados na Figura 9. Os valores de  $p_2$  (pressão relativa a deslocamento nulo no descarregamento) são também apresentados.

### 3.1.3 – Experiência com fundações

A experiência com fundações profundas na argila do Sarapuí é associada às pesquisas de três teses de doutorado, as de Dias (1988), Alves (2004) e Francisco (2004).

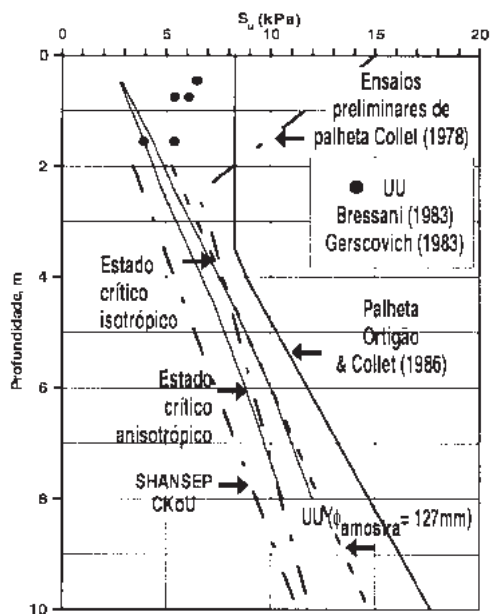


Fig. 7 – Resistência não drenada obtida a partir de diferentes ensaios (Almeida et al., 2005).

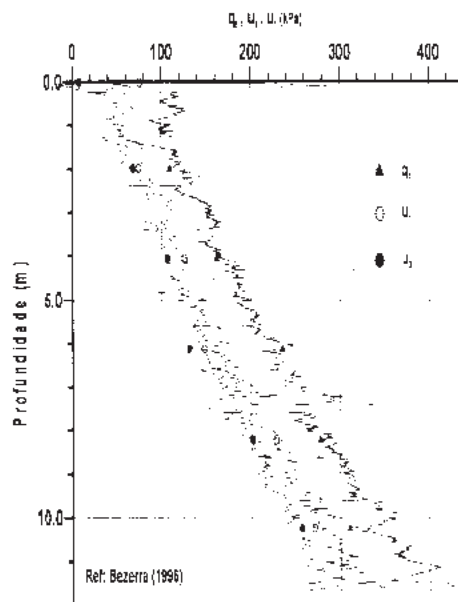


Fig. 8 – Ensaio de piezocone. Valores de  $q_T$ ,  $u_1$  e  $u_2$  versus profundidade (Bezerra, 1996).

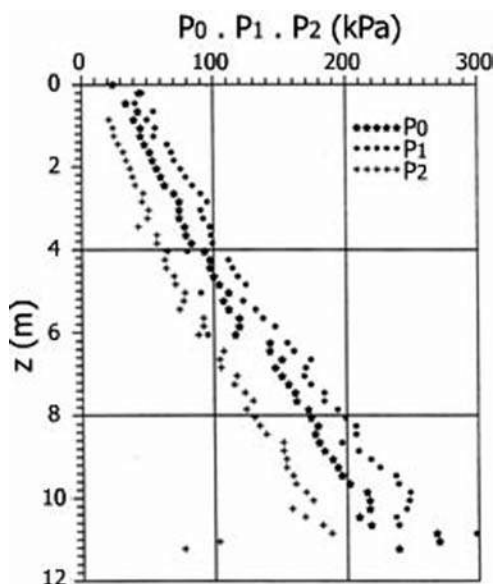
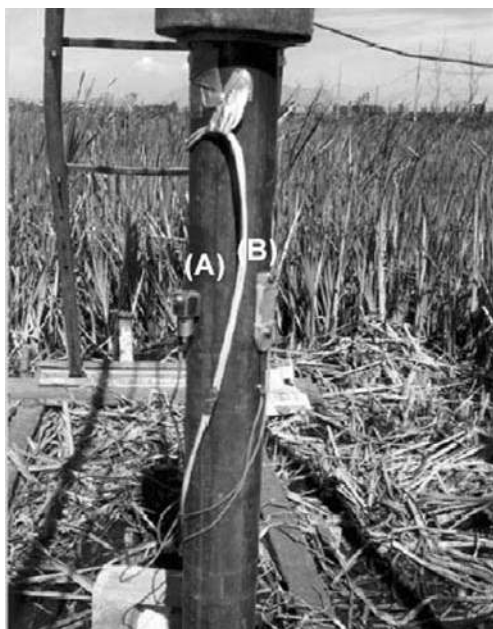


Fig. 9 – Ensaio de dilatômetro. Valores de  $p_0$ ,  $p_1$  e  $p_2$  versus profundidade (Vieira, 1994).

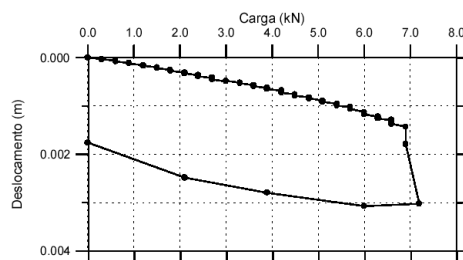
A pesquisa de Dias (1988), também relatada parcialmente em Soares e Dias (1989), compreende a cravação estática de uma estaca metálica de diâmetro de 219 mm e comprimento de cerca de 7 m. A estaca foi instrumentada, tendo-se medido poro-pressões, tensões horizontais na parede da estaca e carga axial tanto durante a fase de cravação como posteriormente. Os resultados obtidos foram comparados com previsões teóricas e ensaios de piezocone. A resistência de ponta observada durante a cravação da estaca foi muito menor que a obtida em ensaios de piezocone, o que foi atribuído à influência da diferença de velocidades empregadas e ao efeito de escala. Concluiu-se que não há efeito de escala para as poro-pressões geradas durante a cravação. Na fase após a interrupção da cravação, as poro-pressões no fuste cresceram antes de iniciarem a dissipação, de modo diferente da ponta, onde apenas ocorreu a dissipação das poro-pressões.

Ambas as pesquisas, de Alves (2004) e Francisco (2004), referem-se a uma estaca instrumentada de diâmetro de 114 mm, cravada dinamicamente a uma profundidade de 4,5 m no Campo Experimental II (ver item seguinte) de Sarapuí. Na primeira pesquisa, Alves (2004) realizou ensaios de carregamento dinâmico ao longo de 15 dias (Figura 10), objetivando verificar a influência do tempo na resposta dinâmica da estaca. Uma prova de carga estática rápida foi também realizada (Figura 11). Além da parte experimental, Alves (2004) desenvolveu um modelo que procura representar a influência da viscosidade na fase anterior ao deslizamento entre a estaca e o solo. Entre as várias conclusões de Alves (2004), ressalta-se a superioridade dos modelos de Randolph e Simons (1986) e do modelo desenvolvido em relação ao de Smith (1960).

Na segunda pesquisa, Francisco (2004) estudou os efeitos da viscosidade do solo através de ensaios de fluência e relaxação de tensões (Figuras 12 e 13), utilizando os conceitos de viscoelasticidade linear e não linear e uma abordagem semi-empírica. Uma questão fundamental, associada à duração da prova de carga, foi o efeito da temperatura. Para minimizar este efeito, várias proteções foram utilizadas (Figura 14).



**Fig. 10** – Detalhe da estaca-modelo com sua instrumentação de topo: (A) acelerômetro; (B) defômetro (Alves, 2004).



**Fig. 11** – Resultado de prova de carga rápida em estaca instrumentada (Alves, 2004).

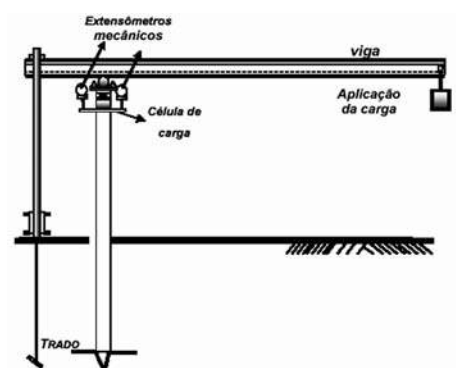


Fig. 12 – Montagem do ensaio de fluência (Francisco, 2004).



Fig. 13 – Detalhes do ensaio de fluência (Francisco, 2004).



Fig. 14 – Proteção térmica do ensaio de fluência (Francisco, 2004).

Foram também realizadas provas de carga rápidas e prova de carga de equilíbrio. Francisco (2004) sugeriu um modelo que permite partir da função de relaxação de tensões e chegar à função de fluência, modelo este que consistiu na principal contribuição desta segunda pesquisa.



### 3.1.4 – Perspectivas

Durante algum tempo, a utilização do Campo Experimental do Sarapu  tornou-se problemática, sobretudo em função da falta de segurança no local. A utilização de área pertencente à Marinha, dando origem ao Campo Experimental II (ver Figura 15), modificou esta situação. A desvantagem do Campo II em relação ao que concentra a maior parte das pesquisas diz respeito à espessura do depósito, que é menor (cerca de 6 m no local ensaiado, ver resultados de ensaio de piezocone na Figura 16) do que os 11 m da área dos aterros experimentais. Mesmo assim, em função da semelhança de comportamento dos materiais de ambos os campos experimentais, e considerando-se o conhecimento existente sobre o material, é de se prever que os novos ensaios venham a ser efetuados no Campo II. Além disso, a argila do Sarapu  é mais homogênea do que outras argilas existentes no Rio de Janeiro, como as encontradas na região da Barra da Tijuca, o que a torna especialmente adequada para o desenvolvimento de novos equipamentos.

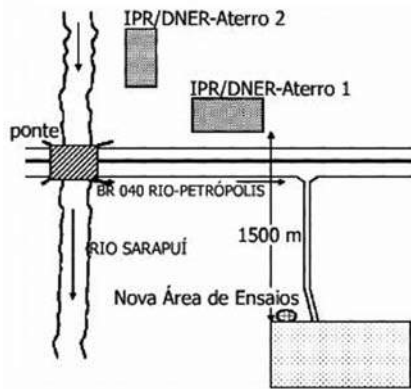


Fig. 15 – Localização do campo experimental II (no lado oposto da rodovia BR-040) de Sarapu  em relação aos aterros experimentais na área teste original (Francisco, 2004).

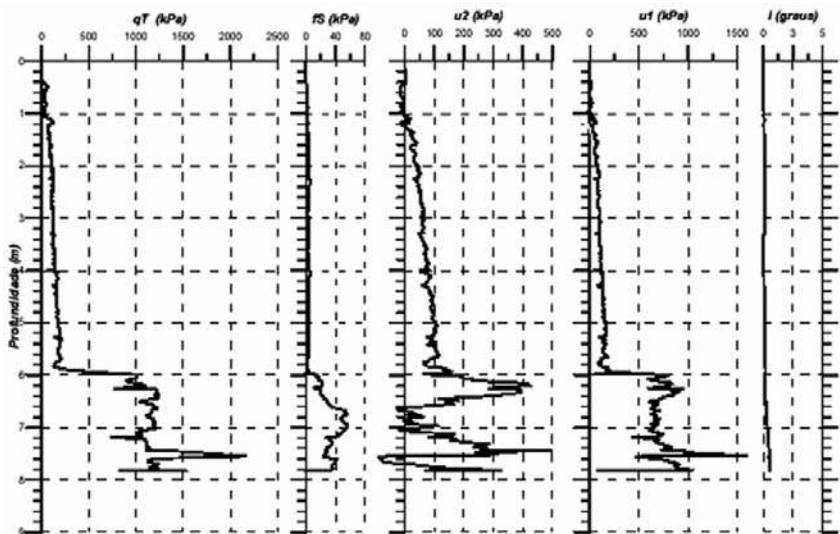


Fig. 16 – Ensaio de piezocone no campo experimental II (Francisco, 2004).



No que concerne especificamente ao caso de estacas, a tendência é de emprego de instrumentação mais sofisticada (tanto na estaca como no solo) e condições mais abrangentes que as já ensaiadas (por exemplo, estudo da influência do diâmetro da estaca, variação da resistência com o tempo, estudo de atrito negativo e efeito de sobrecarga unilateral).

## 3.2 – Campo experimental da EPUSP

### 3.2.1 – Aspectos geológicos

O campo experimental da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) está instalado em um depósito de solo saprolítico, consideravelmente heterogêneo, com mais de 20 m de espessura, resultante da decomposição e alterações de migmatito, recoberta por uma pequena capa de solo coluvionar. O nível do lençol freático encontra-se freqüentemente a 15 m de profundidade.

Neste campo experimental, três abordagens de pesquisa vêm sendo desenvolvidas: i) uma voltada mais para fundações; ii) uma outra direcionada para investigações geotécnicas; e, por fim, iii) a terceira, relacionada com aspectos da Mecânica dos Solos não Saturados.

Para desenvolvimento dos estudos visando caracterizar o perfil do subsolo, inicialmente foram executados quatro poços para inspeção e amostragem, com 9 metros de profundidade cada um. As características do solo local foram detalhadamente investigadas, tendo-se constatado que na matriz de solo residual de migmatito ocorrem núcleos e eventualmente veios de caulim, veios de quartzo, algumas foliações e fraturas, bem como núcleos de argila siltosa, porosa, marrom escura. É evidente a constatação de que o perfil geológico deste campo possui considerável heterogeneidade em sua formação, conforme exemplificado em dois dos poços (Figura 17).

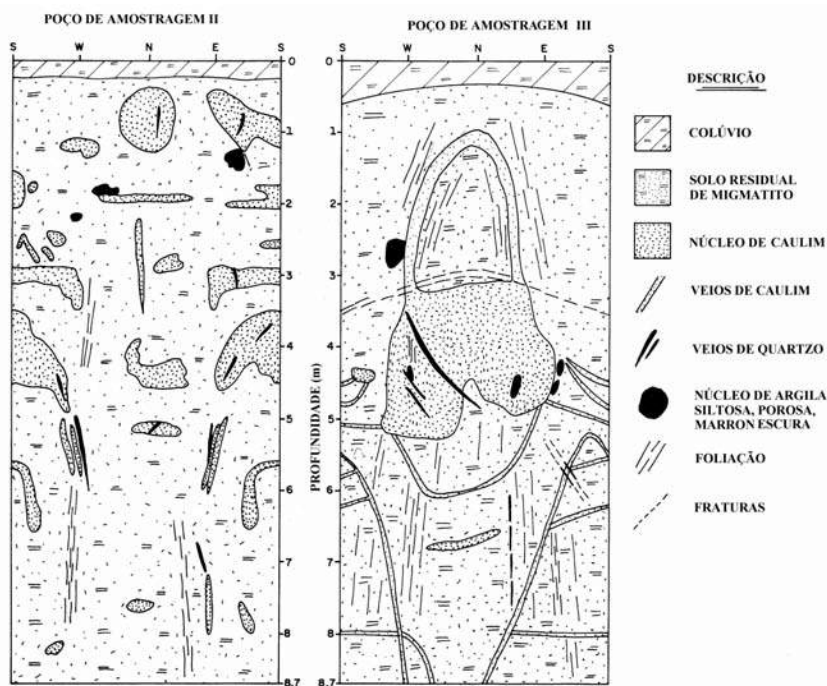


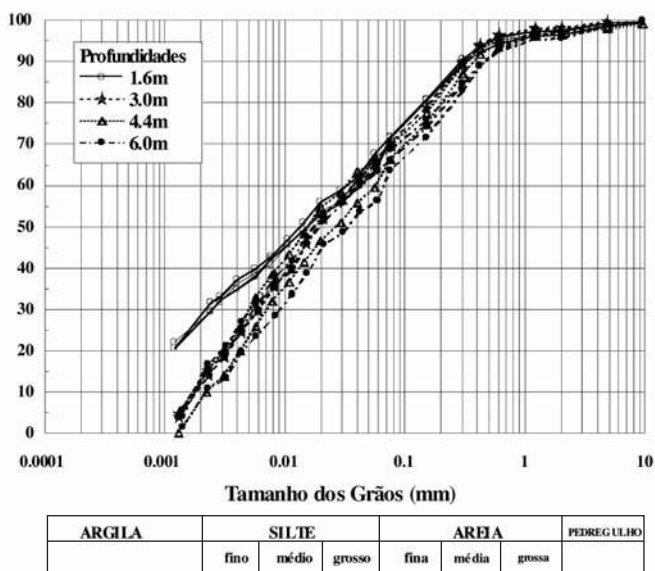
Fig. 17 – Vistas esquemáticas dos poços de amostragem II e III – campo experimental da EPUSP.

### 3.2.2 – Caracterização geotécnica

Em cada poço de amostragem foram coletadas amostras indeformadas em seis profundidades, a cada 1,5 m. Estas amostras, cúbicas, com 25 cm de aresta foram ensaiadas nos laboratórios geotécnicos da CESP - Companhia de Energia de São Paulo, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, Engesolos – Engenharia de Solos e Fundações S.A. e o Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica, que coordenou a programação e a análise dos resultados. A seguir apresenta-se um resumo dos principais ensaios de laboratório realizados e um comentário sobre as características determinadas. São indicadas as faixas de valores em que se situou a maioria dos resultados, não sendo incomuns valores individuais bem afastados destas faixas, devido à marcante heterogeneidade da formação.

#### 3.2.2.1 – Ensaios em laboratório

Resultados obtidos a partir de análises granulométricas feitas em diversas amostras de quatro profundidades distintas estão apresentados na Figura 18. Observa-se, como característica mais presente, o elevado percentual de grãos na fração silte (cerca de 70 %), com a ocorrência de cerca de 20 % de areia fina (diâmetro acima de 0,075 mm) e de 10 % de fração argila (diâmetro abaixo de 0,002 mm), ocorrendo eventualmente amostras com fração argila de até 40%.



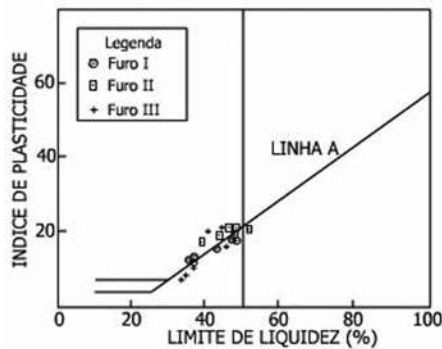
**Fig. 18** – Curvas granulométricas típicas do solo presente no campo experimental da EPUSP (Vieira e Marinho, 2001).

A Tabela 4 apresenta um resumo de outros ensaios de laboratório, dentre eles os limites de Atterberg ( $w_L$  e  $w_P$ ), ensaios edométricos, permeabilidade e Proctor Normal, realizados com amostras coletadas ao longo do perfil de solo.

Observa-se da Tabela 4 que os valores do Limite de Liquidez ( $w_L$ ) do depósito oscilam numa faixa entre 35 e 57%, com  $I_p$  variando de 9 a 23% (Figura 19), um pouco abaixo da faixa de umidade natural ( $w$ ), que se situa entre 20% e 30%, conferindo um grau de saturação ( $S$ ) da ordem de 75% a 88%. Os valores da tensão de pré-adensamento,  $\sigma_2$ , variaram entre 400 e 600 kPa.

**Tabela 4** – Resumo da caracterização geotécnica do Campo Experimental da EPUSP

Caracterização Geotécnica						
Limites de Atterberg			Parâmetros de estado			
$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S$ (%)	$e$
35 – 57	26 – 34	9 – 23	20 – 30	17 – 20	75 – 88	0,80 – 1,05
Outros ensaios						
Compressão Edométrica		Permeabilidade		Compactação Proctor Normal		
$\sigma_a$ (kPa)	$C_c$	$k$ (m/s)	$w_{ót}$ (%)	$\gamma_{smáx}$ (kN/m <sup>3</sup> )		
400 – 600	0,3 – 0,4	$2 \times 10^{-7} - 2 \times 10^{-8}$	19 – 24	15,5 – 16,9		



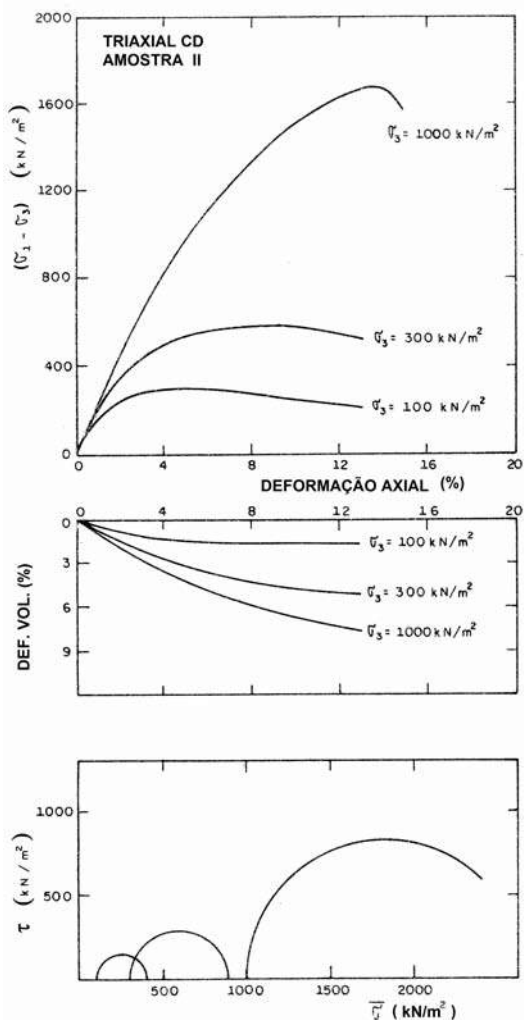
**Fig. 19** – Carta de plasticidade obtida de três poços de amostragem – campo experimental da EPUSP.

Ensaio de compressão simples foram feitos em corpos de prova de todos os blocos. As máximas tensões de compressão ocorreram para deformações específicas de 1 % ou um pouco menos, mas as resistências oscilaram numa ampla faixa, entre 40 e 370 kPa, com apenas uma amostra colhida a pequena profundidade indicando uma resistência de 18 kPa.

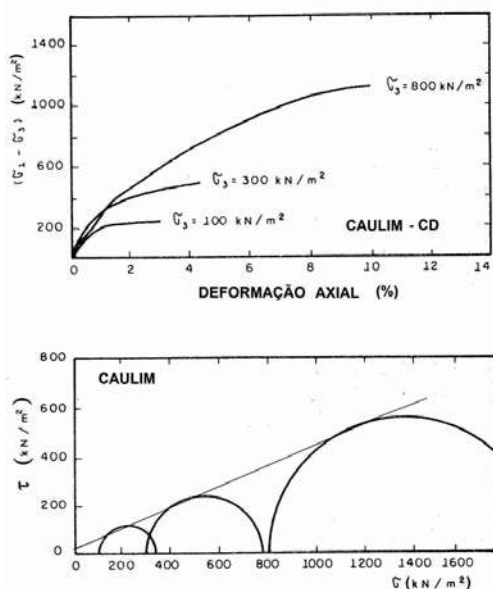
Ensaio de compressão triaxial do tipo UU só apresentaram pressão neutra (u) de alguma monta para pressões confinantes ( $\sigma_3$ ) de 600 kPa (parâmetros B, para este nível de pressão confinante de 5 a 10 %).

Foram realizadas duas séries de ensaios triaxiais CD com corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Estes ensaios foram especialmente interessantes por mostrar a cimentação do solo. Enquanto os corpos de prova ensaiados com pressões confinantes de 100 e 300 kPa mostraram nítido comportamento de solos cimentados, os corpos de prova ensaiados com pressões confinantes de 1000 kPa apresentaram comportamento de solos desestruturados, indicando que a cimentação foi totalmente destruída para estes níveis de tensão, conforme evidenciado na Figura 20.

Com uma amostra que apresentava uma mancha grande de caulim branco, foram feitos ensaios triaxiais, tipo CD, em corpos de prova moldados com este caulim, e outra série de ensaios de mesma natureza, com corpos de prova moldados com o migmatito, material mais comum no subsolo do Campo Experimental. As curvas tensão versus deformação dos ensaios com o caulim foram bem mais abatidas do que as correspondentes aos ensaios com o migmatito (Figuras 21 e 22). Por outro lado, as envoltórias de resistência indicaram ângulos de atrito interno ( $\phi$ ) da mesma ordem, mas interceptos de coesão (c) bem distintos: 20 kPa para o caulim e 100 kPa para o migmatito.



**Fig. 20** – Resultados de ensaios triaxiais CD e respectivos círculos de Mohr.



**Fig. 21** – Resultados de ensaios triaxiais em caulim.

Ensaio de deformação plana, CAU e CAD, foram realizados em corpos de prova prismáticos, com base retangular de 57 mm x 100 mm e altura de 135 mm. As amostras foram adensadas anisotropicamente e rompidas com acréscimos de tensão axial. Os planos de ruptura mostraram a influência da estruturação natural do solo.

Nas amostras mais homogêneas, as resistências foram próximas às de ensaios de compressão triaxial, mas, para as amostras estruturadas, os ensaios de deformação plana apresentaram resistências mais elevadas do que os ensaios de compressão triaxial, possivelmente porque enquanto que nos ensaios triaxiais a ruptura ocorre nos planos mais fracos, nos ensaios de deformação plana os planos mais fracos não estavam orientados na direção favorável à ruptura.

Ensaio de coluna ressonante com um oscilador Hardin foram realizados em corpos de prova do solo, com o fim de determinar o módulo de cisalhamento para pequena deformação,  $G_{\text{máx}}$ , para diferentes valores de pressão confinante. Os módulos variaram de 130 MPa (para  $\sigma_3$  igual a 100 kPa) a 220 MPa (para  $\sigma_3$  igual a 300 kPa).

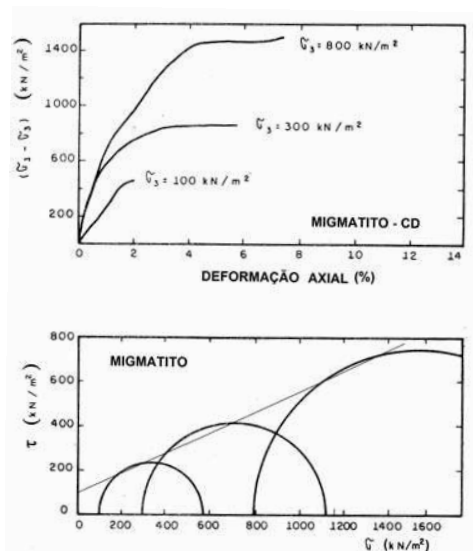


Fig. 22 – Resultados de ensaios triaxiais em migmatito.

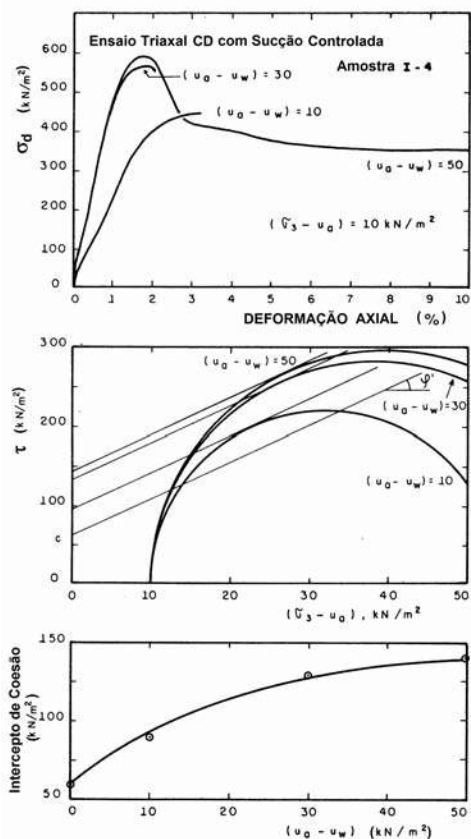


Fig. 23 – Resultados de ensaios com sucção controlada.

Ensaios triaxiais com sucção controlada foram realizados com diferentes valores de sucção, impostos pelo sistema de drenagem de ar e de água. Não foi possível realizar ensaios com múltiplos estágios, em virtude do comportamento rígido dos corpos de prova. Com corpos de prova independentes para cada valor de sucção, foi possível definir a variação do intercepto de coesão em função da sucção, conforme mostrado na Figura 23. Também foram obtidas curvas de retenção de água, para valores de sucção ( $u_a - u_w$ ) de até 90 kPa, conforme ilustra a Figura 24.

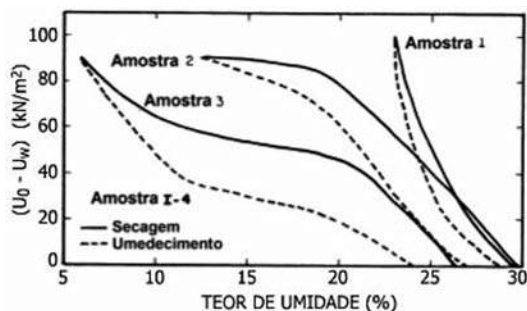


Fig. 24 – Curvas de retenção de umidade.

### 3.2.2.2 – Ensaio de campo

Foi realizada uma ampla campanha de investigação de campo por ocasião da instalação do Campo Experimental, em 1989. Dentre os tipos de investigações de campo realizados no local, citam-se: SPT e SPT-T, CPT (duas verticais com o cone Begemann e uma com o Delft), pressiômetro de auto-furação, tipo Camkometer (Sampaio Jr., 2003), e *cross-hole*. Além destes, foram instalados piezômetros em diversas profundidades, nas imediações de um dos taludes do campo experimental.

Em cada local dos poços de amostragem, foram realizadas duas sondagens com medida do N do SPT, sendo uma de acordo com a Norma NBR 6484 (1980) e outra de maneira semelhante, mas usando hastes AX e AW ao invés da haste de 25,4 mm de diâmetro, recomendada pela NBR 6484. Outras oito sondagens foram também realizadas nas proximidades das estacas ensaiadas. Os valores do número N do SPT obtidos foram, em geral, da ordem de 20 a 30, tendo-se registrado, entretanto, em alguns locais, valores mais baixos (5 a 15) para profundidades de até 5 m, e, em outros locais, valores de 30 a 50.

Ensaio de SPT-T realizados no local integraram parte das investigações sobre a medida do torque após a realização do ensaio SPT e sobre a mecanização desta medida, dando origem à tese de Doutorado, na Universidade de Campinas, da Dr.<sup>a</sup> Ana Silvia Pacheco Peixoto (Peixoto, 2001).

Foram efetuadas medições de energia transmitida às hastes do SPT pelos golpes do martelo, empregando-se células de carga. Os resultados obtidos indicaram que a eficiência de energia foi crescente, de 30 % (para cravação a 4 m de profundidade), até se tornar constante, na faixa de 75 a 80 %, para profundidades iguais ou superiores a 13 m.

### 3.2.3 – Experiência com fundações

O Campo experimental da POLI/USP revela uma intensa atividade de pesquisa voltada para estudo do comportamento de fundações, com uma grande experiência acumulada neste tema, onde foram executados e testados diversos tipos de estacas (Franki, pré-moldada de concreto, metálica, escavada de grande diâmetro, parede diafragma, raiz, Strauss, hélice contínua, etc.). As provas de carga, de maneira geral, foram executadas inicialmente com as cargas mantidas até a estabilização dos recalques, de acordo com a norma brasileira NBR 12131 (1992), e, imediatamente a seguir, com carregamentos mantidos por 8 minutos, inicialmente nos mesmos níveis do primeiro ensaio, e posteriormente até a ruptura ou esgotamento da capacidade máxima da reação.

#### 3.2.3.1 – Estacas hélice contínua

Foram executadas duas estacas com 7 m de profundidade, com diâmetros de 35 cm e de 42 cm. O tempo requerido para a perfuração e o preenchimento de concreto foi da ordem de 15 minutos. As estacas foram levadas até cargas de 640 kN (estaca com diâmetro de 35 cm) e de 820 kN (estaca com diâmetro de 42 mm).

#### 3.2.3.2 – Estacas tipo Franki

Foram executadas três estacas do tipo Franki, com 40 cm de diâmetro: i) a estaca 1, com 5 m de comprimento, sem base alargada; ii) a estaca 2, também com 5 m de comprimento, com base alargada; e, iii) a estaca 3, com 3 m de comprimento que foi executada para permitir a inspeção da base. As duas primeiras estacas foram testadas, tendo os carregamentos atingidos 2000 kN e 2100 kN, respectivamente. Na estaca com base alargada, foi feita medição da transferência de carga por meio de “tell tale”.



### 3.2.3.3 – Estacas pré-moldadas de concreto

Foram cravadas quatro estacas pré-moldadas de concreto protendido, sendo duas com diâmetro externo de 26 cm e diâmetro interno de 13 cm e duas com diâmetro externo de 50 cm e diâmetro interno de 32 cm. Uma destas foi cravada em um pré-furo executado com trado e mantido com suspensão de bentonita, com 45 cm de diâmetro. As outras foram cravadas com martelo de 50 kN de queda livre. As cravações foram feitas com monitoramento dinâmico com um PDA (*Pile Driving Analyzer*). Após a cravação, ensaios dinâmicos especiais foram realizados para determinar a resistência mobilizada do solo sob diferentes energias. As resistências mobilizadas foram calculadas a partir do método “Case” e pela análise “CAPWAP”. As provas de carga destas estacas atingiram cargas de 3200 kN.

### 3.2.3.4 – Estaca escavada de grande diâmetro

Uma estaca escavada, com 70 cm de diâmetro, foi executada com profundidade de 8,5 m. A escavação foi permanentemente mantida cheia de suspensão de bentonita. Antes da concretagem, foi colocada uma malha de aço, com 15 barras de 12,5 mm, como reforço. A concretagem se iniciou 2 horas após a escavação e levou 10 minutos. A prova de carga atingiu uma carga de 2120 kN. A transferência de carga nesta estaca, durante a prova de carga, foi registrada por meio de extensômetros fixados às barras da armadura e por meio de “tell-tales”. Após a realização da prova de carga, foi aberto um poço para inspeção das paredes laterais da estaca. A inspeção visual mostrou que o concreto era são, sem vazios ou irregularidades, que o contato com o solo era contínuo, que o “cake” tinha uma espessura crescente com a profundidade, variando entre 1 mm e 5 mm, e que não havia resíduos de bentonita ou de solo solto no contato da ponta da estaca com o solo residual.

### 3.2.3.5 – Estaca injetada de pequeno diâmetro

Foi executada uma estaca injetada de pequeno diâmetro, de acordo com a seguinte seqüência: i) uma sonda rotativa abriu um furo com um tricone, com 12,7 cm de diâmetro, com circulação de água, mas sem revestimento; ii) um tubo de aço, com válvulas “manchete” espaçadas de um metro, foi colocado no furo e o espaço entre ele e as paredes do furo preenchido com uma calda de cimento; iii) injeção de cimento com alta pressão a partir da válvula mais profunda. A injeção foi feita com uma pressão de 1,2 MPa, tendo sido injetado 25 kgf de cimento por válvula; e, iv) ao ser completada a injeção, foram instalados barras instrumentadas e o tubo foi preenchido com calda de cimento. A prova de carga nesta estaca atingiu a carga de 900 kN, tendo-se medido a transferência de carga ao longo da profundidade por meio de extensômetros elétricos fixados na barra instalada no centro do tubo.

### 3.2.3.6 – Painel de diafragma

Um painel de parede diafragma foi construído com o objetivo de analisar seu comportamento como elemento de suporte de cargas verticais. O painel tinha 165 cm x 40 cm, em planta, e atingiu uma profundidade de 7,5 m, tendo sido construído de maneira semelhante à estaca escavada de grande diâmetro. A prova de carga neste painel atingiu o valor de 5000 kN. Após a prova, como para a estaca escavada de grande diâmetro, foi aberto um poço lateralmente ao painel, constatando-se uma situação semelhante à descrita para a estaca.

### 3.2.3.7 – Estaca Strauss

Foi executada com um comprimento de 7,5 m, lançando-se no furo, com 32 cm de diâmetro, um concreto plástico apiloado com um martelo. A prova de carga foi levada até o valor de 900 kN.



### *3.2.3.8 – Estacas metálicas*

Quatro estacas metálicas com perfis I, de 250 mm foram cravadas até 6 m de profundidade, sem que se observasse nega adequada. Em consequência, nas provas de carga não foi ultrapassada a carga de 240 kN.

### *3.2.3.9 – Outros ensaios*

Além das diversas estacas executadas e testadas, no Campo Experimental foram realizados também os seguintes serviços de engenharia: colunas de “jet grouting”, paredes diafragma e tirantes de ancoragem de alta capacidade.

## **3.2.4 – Perspectivas**

Estão previstas as seguintes atividades para o campo experimental de Fundações da EPUSP:

- Investigação das características de resistência no estado não saturado em amostras indeformadas com uso de ensaios triaxiais com medição direta de sucção;
- Investigação da condutividade hidráulica in situ;
- Investigações sobre escavações em solos residuais;
- Investigações de diferentes tipos de fundações.

## **3.3 – Campo experimental da EESC/USP**

### *3.3.1 – Aspectos geológicos*

A cidade de São Carlos, situada na porção Centro-Oeste do Estado de São Paulo, está assentada sobre rochas do grupo São Bento, constituídas de arenitos da Formação Botucatu e migmatitos básicos da Formação Serra Geral. Sobre essas rochas ocorrem conglomerados e arenitos do Grupo Bauru e, em seguida, cobrindo toda a região, aparecem os Sedimentos Cenozóicos.

#### *3.3.1.1 – Sedimentos Cenozóicos*

Os Sedimentos Cenozóicos que cobrem toda a região foram originados a partir do retrabalhamento dos materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu. Esses sedimentos sofreram ação do intemperismo sob condições climáticas típicas de região tropical, o que provocou no material o processo de laterização. A camada é constituída por 35% de argila e pelo menos 50% de areia média a fina. Na região urbana, essa camada possui predominantemente espessura variando entre 5 e 7 m, e é separada da camada de solo residual (Grupo Bauru) por uma linha de seixos de quartzo e limonita.

#### *3.3.1.2 – Grupo Bauru*

O Grupo Bauru está representado na região por arenitos de granulação média a conglomeráticos, com grãos angulosos. Apesar de texturalmente bastante heterogêneo, o Grupo Bauru pode ser descrito, ao menos nas regiões mais altas, como um arenito médio bem graduado, com cerca de 45% de areia e 35% de argila. Esse solo, quando classificado de acordo com o Sistema Unificado, se encontra no mesmo grupo dos Sedimentos Cenozóicos, apresentando, no entanto, comportamento geotécnico muito diferente.

3.3.2 – Caracterização geotécnica

O Campo Experimental de Fundações do Departamento de Geotecnia da USP/São Carlos dispõe de uma completa caracterização geotécnica iniciada em 1988, compreendendo ensaios em laboratório (amostras deformadas e indeformadas retiradas de poços exploratórios) e in situ (SPT e CPT, principalmente).

3.3.2.1 – Ensaios em laboratório

Machado (1998) realizou ensaios em laboratório com amostras indeformadas extraídas a cada metro, de um poço com diâmetro de 1,2 m, até uma profundidade de aproximadamente 10,0 m. Para todas as amostras realizaram-se ensaios de caracterização, compressão confinada convencional saturada e com controle de sucção. Para as amostras coletadas nas profundidades de 2,0 m, 5,0 m, e 8,0 m também se determinaram as curvas de retenção de umidade do solo e executaram-se ensaios triaxiais convencionais saturados e com sucção controlada. A Tabela 5 apresenta os valores de umidade e de peso específico seco obtidos ao longo do perfil de coleta dos blocos indeformados. O valor do peso específico seco representa a média dos valores calculados a partir dos corpos de prova empregados nos ensaios de compressão confinada e triaxiais.

Tabela 5 – Valores de peso específico seco e umidade obtidos ao longo do perfil de coleta de blocos indeformados (Machado, 1998).

Prof. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
w (%)	13,7	14,6	15,8	16,8	16,4	17,2	19,1	16,7	18,3
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	12,5	13,6	13,8	14,3	14,4	14,7	15,2	16,1	16,6
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,2	15,6	16,0	16,7	14,8	17,1	18,1	18,8	19,6
e	1,17	0,99	0,96	0,90	0,88	0,84	0,78	0,68	0,63

A Figura 25 mostra as curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3,0, 5,0 e 8,0 m. A Tabela 6 apresenta as frações granulométricas constituintes de cada profundidade. Observa-se que

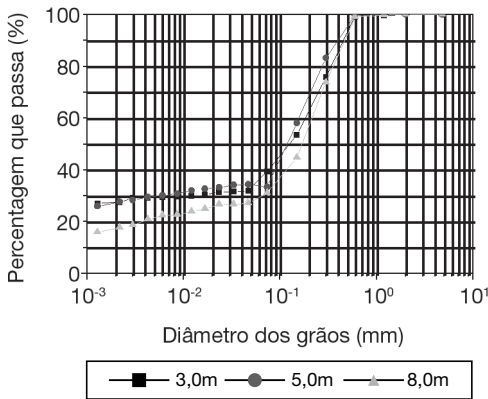


Fig. 25 – Curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3,0, 5,0 e 8,0 m, em relação à superfície do terreno (Machado, 1998).

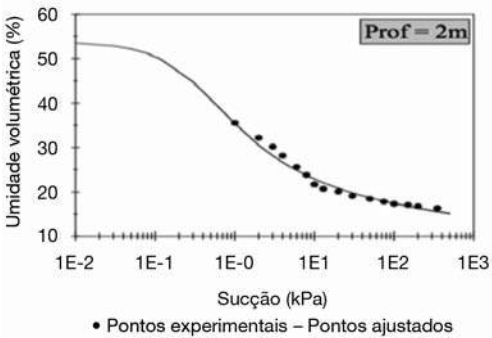
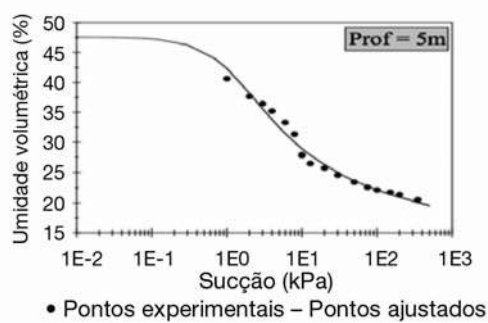


Fig. 26 – Curva característica de sucção do solo para a profundidade de 2 metros (Machado, 1998).

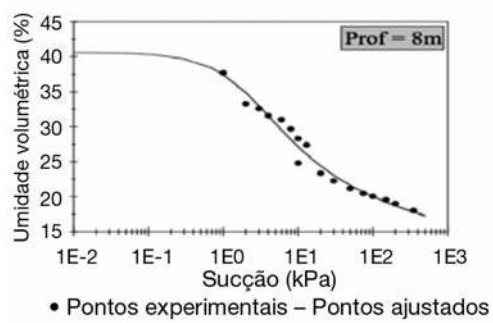
os resultados obtidos para as profundidades de 3,0 e 5,0 m são muito próximos, porém, o solo presente na profundidade de 8,0 m apresenta um percentual de argila menor do que os anteriores.

**Tabela 6** – Frações granulométricas constituintes dos solos (Machado, 1998).

Prof. (m)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
3m	60,8	11,9	27,3
5m	66,7	5,90	27,4
8m	68,9	13,7	17,4

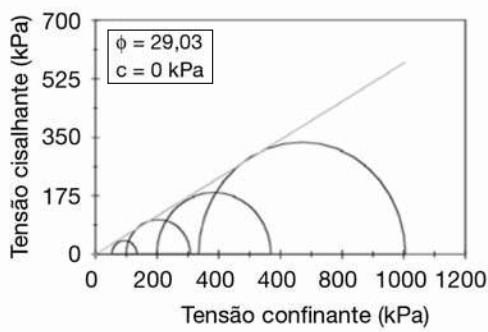


**Fig. 27** – Curva característica de sucção do solo para a profundidade de 5 metros (Machado, 1998).

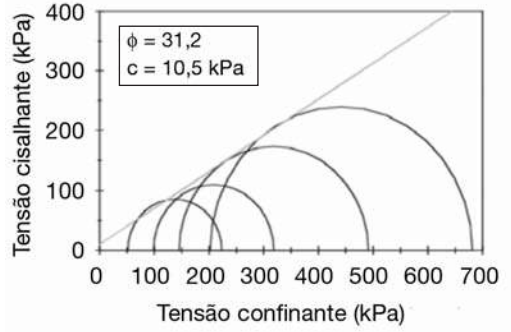


**Fig. 28** – Curva característica de sucção do solo para a profundidade de 8 metros (Machado, 1998).

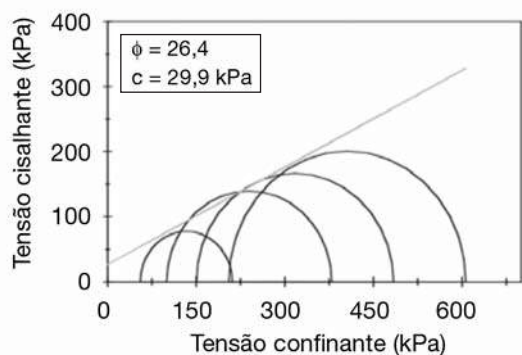
As Figuras 29, 30 e 31 apresentam as envoltórias de resistência para o solo saturado para as profundidades de 2,0 m, 5,0 m e 8 m, respectivamente. Também foram realizados ensaios triaxiais no solo não saturado com pressão de sucção imposta de 40, 80, 120 e 160 kPa para as três profundidades (Machado, 1998).



**Fig. 29** – Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade igual a 2,0 metros.



**Fig. 30** – Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade igual a 5,0 metros.



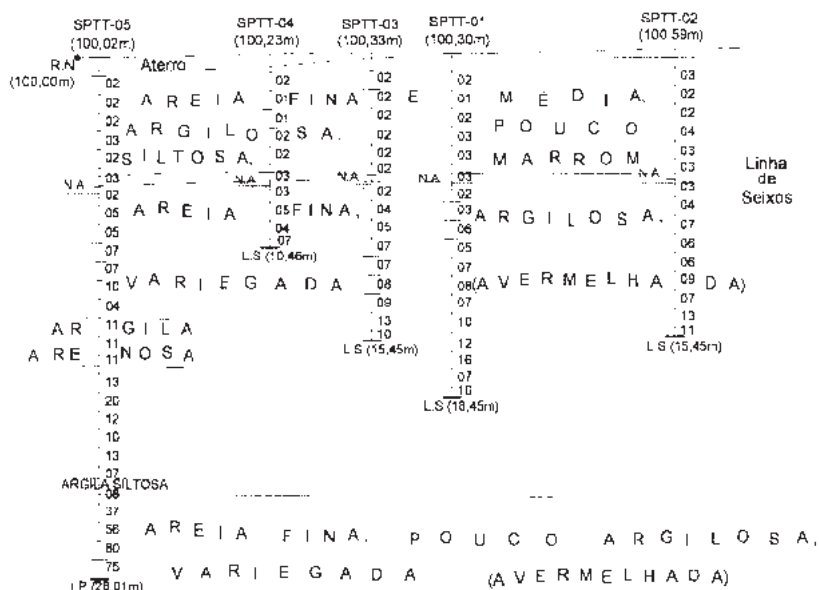
**Fig. 31** – Envolvória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade igual a 8,0 metros.

### 3.3.2.2 – Ensaios de campo

Desde a implantação do campo experimental, foram realizados diversos ensaios de campo, dentre os quais 15 sondagens de simples reconhecimento (SPT) divididas em três campanhas de cinco furos, e dez ensaios de penetração estática (CPT) em duas campanhas com cinco furos cada uma. Na primeira campanha dos ensaios de CPT utilizou-se um cone mecânico e na segunda utilizou-se um cone elétrico.

A Figura 32 mostra o perfil estratigráfico do maciço de solo no Campo Experimental, baseado nas sondagens SPT-T da terceira campanha. Nesta figura observa-se que o maciço de solo do local pode ser dividido em três camadas principais até o impenetrável.

A primeira camada é composta por uma areia fina argilosa marrom e fofa (Sedimento Ceno-zóico) que atinge aproximadamente 6,4 m de profundidade. Abaixo desta camada aparece uma



linha de seixos com espessura variando de 0,1 a 0,5 m. A segunda camada é composta por uma areia fina argilosa marrom avermelhada, pouco a medianamente compacta, a qual atinge uma profundidade de cerca de 24,0 m (Solo Residual do Grupo Bauru). Finalmente, a terceira camada é composta por um silte argiloso variegado, compacto a muito compacto (Formação Serra Geral - Grupo São Bento). A profundidade do nível d'água varia entre 7,0 e 10,0 m, dependendo da época do ano. A Figura 33 apresenta os valores mínimos, médios e máximos dos resultados de ensaios penetrométricos de SPT e CPT, ao longo do perfil de solo.

Muitas pesquisas já foram feitas no campo, com a realização de provas de carga de diferentes tipos em diferentes elementos de fundação e consideram tanto a condição de solo não-inundado (monitorando-se a sucção matricial no solo durante os ensaios), como a condição de solo inundado artificialmente, para a quantificação da redução de capacidade de carga da fundação por efeito da colapsibilidade do terreno, que é a característica marcante do solo superficial da região centro-oeste do Estado de São Paulo e de várias outras regiões brasileiras.

### 3.3.3 – Experiência com fundações

#### 3.3.3.1 – Placa de 0,80 m

Foram realizadas 21 provas de carga em placa circular de 0,80 m de diâmetro. Esses ensaios foram executados com as placas assentes no terreno a 1,5 m, 4,0 m, e 6,0 m de profundidade, dentro do projeto de pesquisa que incluiu os trabalhos de Costa (1999), Macacari (2001) e Menegotto (2004). Onze desses ensaios foram executados com inundação por um período mínimo de 24 horas, utilizando água potável proveniente da rede pública. Os demais ensaios foram realizados com o solo na condição não inundada, sendo a sucção medida através tensiômetros instalados ao redor da placa.

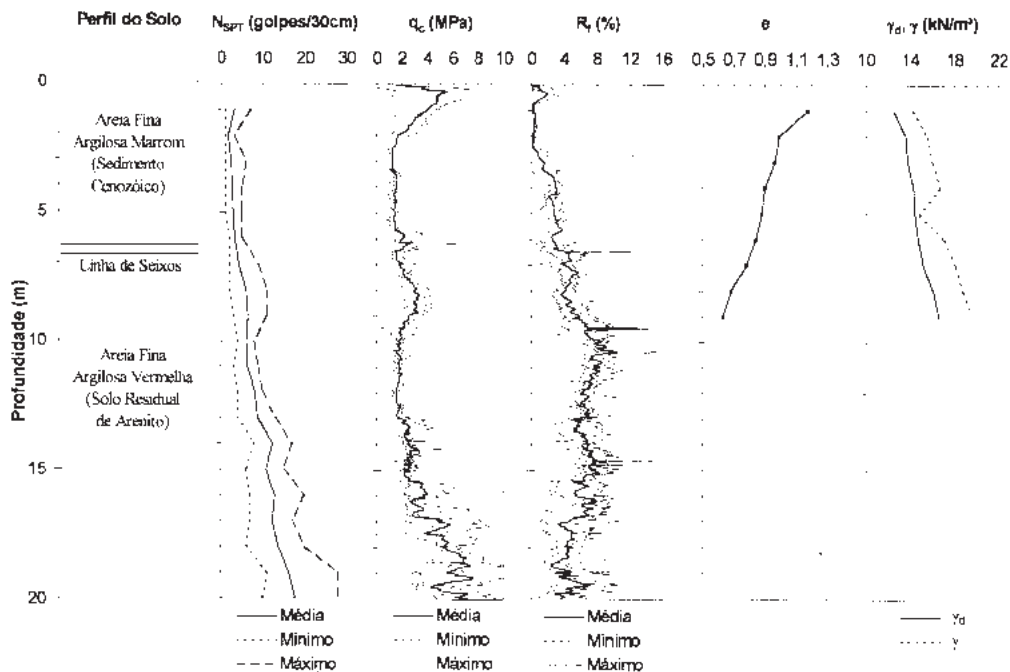
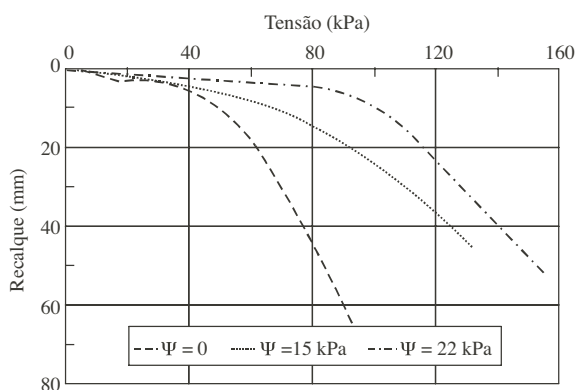


Fig. 33 – Resultados de ensaios penetrométricos de SPT e CPT elétrico.

As cavas destinadas à realização das provas de carga foram escavadas manualmente com diâmetro igual a 0,90 m, resultando em uma folga de aproximadamente 5,0 cm em volta da placa. Esta folga permitia a instalação dos tensiômetros e um melhor posicionamento da placa de ensaio em relação à viga de reação, além de contribuir com a infiltração da água no solo nos ensaios inundados.

Para determinação da sucção matricial média do solo abaixo da placa, nos ensaios não inundados, eram instalados tensiômetros no solo do fundo das cavas nas profundidades de 0,1 m, 0,3 m, 0,6 m e 0,8 m abaixo da cota de assentamento da placa. A maior profundidade de instalação dos tensiômetros correspondeu ao diâmetro da placa.

Quanto ao modo de carregamento aplicado durante as provas de carga foram realizadas cinco do tipo lento (SML), doze do tipo rápido (QML) e quatro do tipo misto (MML). A Figura 34 mostra alguns dos resultados obtidos em cavas não inundadas com diferentes pressões de sucção matricial.



**Fig. 34** – Curvas tensão x recalque de provas de carga sobre placa em solo não-saturado com diferentes sucções (Costa, 1999).

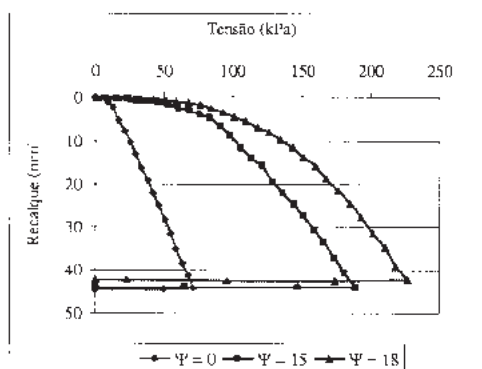
### 3.3.3.2 – Placas de diferentes diâmetros

Foram realizadas nove provas de carga do tipo rápida em placas com diâmetros 0,2 e 0,4 m e uma sapata de concreto armado com diâmetro 1,5 m, assentes a uma profundidade de 1,5 m, em nove cavas escavadas manualmente. Para cada diâmetro foram realizados dois ensaios em terreno não inundado e um com inundação prévia da cava. As Figuras 35 a 37 apresentam os resultados obtidos (Vianna, 2005).

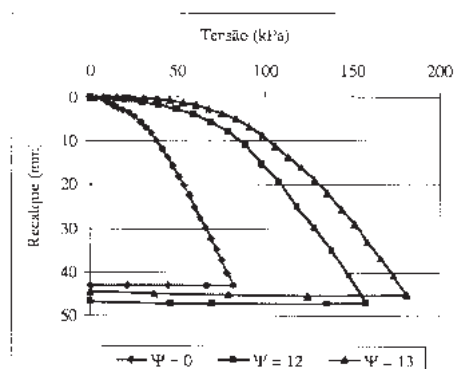
### 3.3.3.3 – Tubulões a céu aberto

Em seis tubulões escavados a céu aberto foram realizadas 10 provas de carga estática (Carneiro, 1999) e 22 provas de carga dinâmica (Campelo, 2000). Para as provas de carga estática, os tubulões foram instrumentados com duas linhas de extensômetros elétricos (strain-gages), em seis níveis e extensômetros de haste (tell-tales) em quatro níveis.

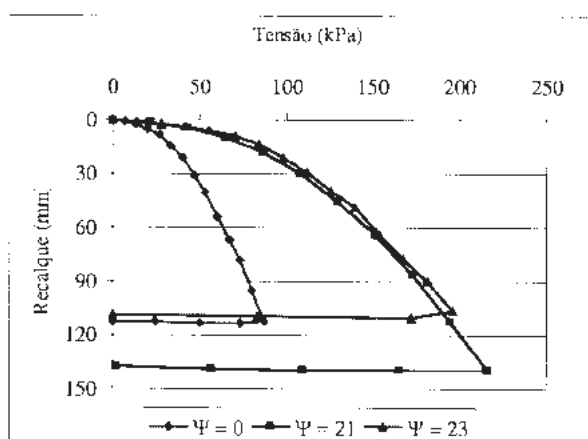
Posteriormente, em quatro tubulões executados com o fuste separado da base por placas de isopor foram realizadas 10 provas de carga estática (Santos, 2001) e 10 provas de carga dinâmica (Soares, 2003). As placas de isopor (E.P.S) foram introduzidas durante a concretagem com o objetivo de, durante a realização dos ensaios, obter separadamente as parcelas de resistência de base e por atrito lateral.



**Fig. 35** – Curvas tensão x recalque para a placa de diâmetro 0,20 m (Vianna, 2005).



**Fig. 36** – Curvas tensão x recalque para a placa de diâmetro 0,40 m.



**Fig. 37** – Curvas tensão x recalque para a placa de diâmetro 1,50 m

Benvenuti (2001) executou mais dois tubulões a céu aberto, com fuste de diâmetro de 0,50 m e base apoiada à cota - 6,00 m. O primeiro tubulão foi ensaiado na condição não-inundada do solo, na cota inicial de apoio da base e sucessivamente, com a cravação de 0,15 m, 0,30 m e 0,45 m, o que corresponde a 10%, 20% e 30% do diâmetro da base, respectivamente. Observou-se que a cravação majorou a capacidade de carga em 42%, 85% e 12%, respectivamente. O segundo tubulão foi ensaiado com o solo pré-inundado, para quantificar o efeito da colapsibilidade do terreno na redução da capacidade de carga. Constatou-se uma redução de 51% a 53% nos valores de capacidade de carga anteriormente obtidos. Mas a carga de colapso, ou capacidade de carga na condição inundada, também teve uma majoração importante, aumentando em 45%, 90% e 135% com a cravação de 10%, 20% e 30% do diâmetro da base, respectivamente. A Figura 38 apresenta os resultados obtidos para os ensaios em terreno inundado.

### 3.3.3.4 – Estacas apiloadas, Strauss e raiz

Nas estacas apiloadas foram realizadas provas de carga estática com carregamento do tipo rápido (QML). Foram ensaiadas seis estacas, com diâmetro de 0,20 m, sendo três estacas de 6 m e três estacas de 9 m. As provas de carga foram realizadas em terreno inundado previamente e sem inundação

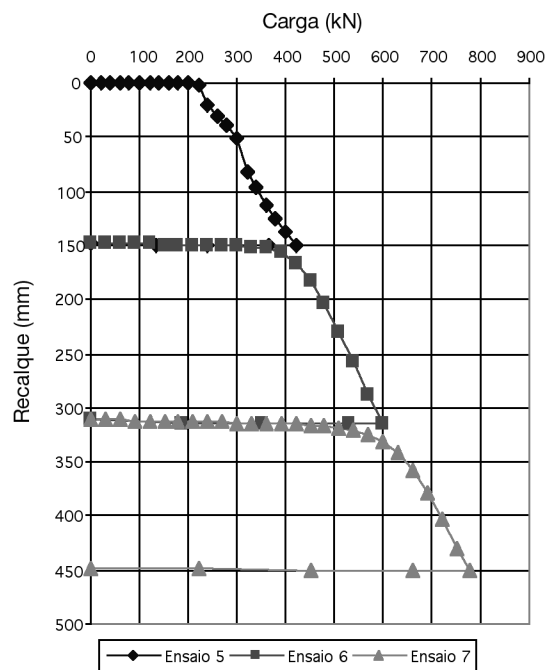


prévia, para se quantificar o efeito da inundação na capacidade de carga. A redução da capacidade de carga foi da ordem de 22% para as estacas de seis metros e 18% para as de nove metros, em decorrência do processo de inundação (Carneiro, 1994).

Campelo (1994) faz uma análise comparativa dos resultados obtidos em provas de carga à tração, com os diversos métodos de previsão de carga última de estacas tracionadas. Os ensaios foram realizados no campo experimental, sobre estacas apiloadas, escavadas a trado helicoidal e do tipo strauss, com diâmetros de 20 a 32 cm, e comprimentos de 6 e 9 m.

As provas de carga foram realizadas primeiramente com o solo não inundado e, posteriormente, com inundação prévia por 48 horas.

Miguel (1996) estudou o comportamento de estacas carregadas horizontalmente em solo colapsível. Para este fim, foram realizadas provas de carga horizontal em pares de estacas de 4 tipos: apiloada, escavada (broca), strauss e raiz. As provas de carga também foram realizadas em terreno inundado previamente, e, sem inundação prévia, em outra etapa.



**Fig. 38** – Curvas carga-recalque de três sucessivos ensaios realizados no mesmo tubulão.

### 3.3.3.5 – Estacas trilho

Lima (1999) apresenta a análise de provas de carga dinâmica realizadas em estacas metálicas por trilho (TR-68) cravadas no campo experimental. As estacas possuem segmentos de 12 e de 3 m, soldados, totalizando um comprimento máximo 27 m. Foram realizadas medidas de repique como o uso de papel e lápis em vinte estacas, para níveis crescentes de energia. A energia foi aplicada pelo martelo de gravidade caindo de uma altura de 0,20 - 0,49 - 0,60 - 0,80 - 1,00 - 1,20 e 1,50 m. A capacidade de carga das estacas, determinada pela extrapolação da curva carga mobilizada – desloca -

mento, foi comparada com os valores obtidos em dois ensaios com PDA (*Pile Driving Analyzer*) e também com uma prova de carga estática, realizados em estacas representativas. A Figura 39 apresenta curvas adimensionalizadas do repique, nega e deslocamento medido pelo PDA x resistência mobilizada, para as duas estacas instrumentadas.

### 3.3.3.6 – Estacas escavadas

Foram realizadas provas de carga a tração (Carvalho, 2001) e seis provas de carga do tipo lenta à compressão (Mantilla, 1992) em três estacas escavadas, instrumentadas, com 10 metros de comprimento e 0,35 m, 0,40 m e 0,50 m de diâmetro. A instrumentação consistiu de extensômetros elétricos de resistência, colados nas armaduras, e de hastes medidoras de deslocamentos. Instalou-se esta instrumentação em cinco níveis ao longo da profundidade das estacas. Teixeira (1993) realizou três provas de carga SML nas mesmas estacas. As estacas também foram ensaiadas com carregamento rápido (QML).

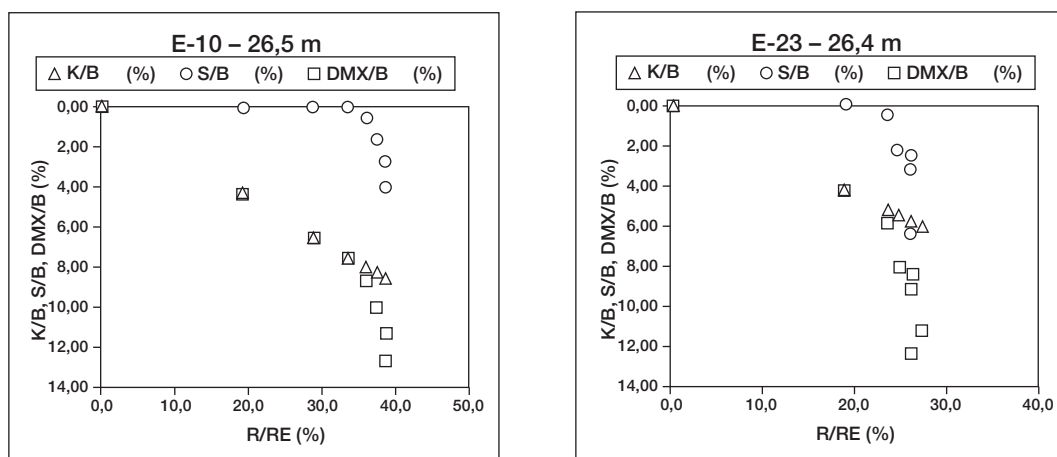


Fig. 39 – Curvas adimensionalizadas da variação dos deslocamentos com as resistências mobilizadas.

### 3.3.3.7 – Grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro

Foram realizadas seis provas de carga estática, em terreno não inundado, em duas estacas isoladas e quatro grupos de duas, três (linear), três (triangular) e quatro (quadrado) estacas. Todas as estacas eram escavadas com 0,25 m de diâmetro e 6,0 m de comprimento (Senna Jr., 1993; Rezende, 1996 e Silva, 1996).

Posteriormente, foram realizados quatro repetições de ensaios em todos os grupos, com inundação do solo na carga de trabalho. Fernandes (1995) estudou o efeito da inundação no comportamento de grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo de estrutura colapsível. Constatou-se que os grupos de estacas ensaiados foram afetados pela colapsibilidade do solo, havendo uma redução da capacidade de carga que variou de 25 a 42%.

### 3.3.4 – Perspectivas

Uma nova etapa do campo experimental está se iniciando com pesquisas sobre comportamento de tubulões a céu aberto com injeção sob a base.

### 3.4 – Campo experimental da UNICAMP

#### 3.4.1 – Aspectos geológicos

O subsolo da região é formado por magmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas (Diabásios) da Formação Serra Geral, que faz parte do Grupo São Bento (Figura 40). Perfazem 98 km<sup>2</sup> da região de Campinas, ocupando 14% da área total.

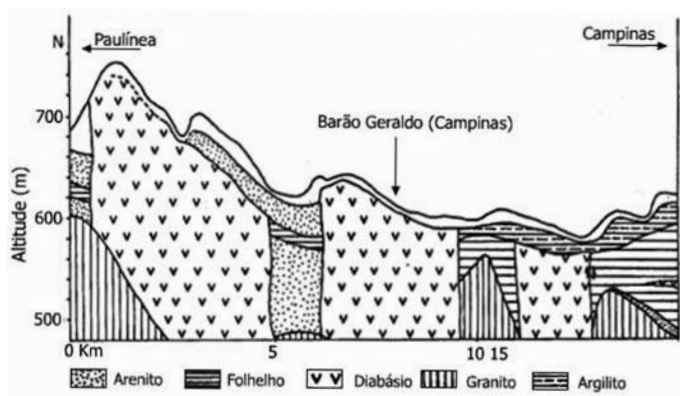


Fig. 40 – Perfil geológico da região de Campinas (Zuquette, 1987).

O perfil do campo experimental é constituído por solo de Diabásio composto por uma camada de solo superficial de espessura, aproximadamente, de 6m, de origem coluvionar, característico de 14% da região de Campinas. Essa camada é constituída de uma argila silto-arenosa, com porosidade elevada, de origem laterítica e colapsível. Subjacente, há uma camada de solo saprolítico de silte argilo-arenoso, até uma profundidade de 20 m. O nível d'água se encontra a 17m, aproximadamente.

Do ponto de vista geotécnico, a camada superficial, constituída essencialmente por minerais secundários ou transformados, como os argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro, manganês, titânio, e alguns casos de alumínio, recebe o nome de solo maduro. A camada subsuperficial, que ainda guarda características herdadas da rocha de origem, é denominada solo residual jovem, solo saprolítico ou saprólito, abaixo do qual está a rocha alterada, onde os minerais exibem sinais evidentes de alteração com as perdas de brilho e cor.

#### 3.4.2 – Caracterização geotécnica

Vários ensaios de campo e laboratório têm sido realizados no campo experimental de geotecnia e fundações da UNICAMP, conforme exposto a seguir.

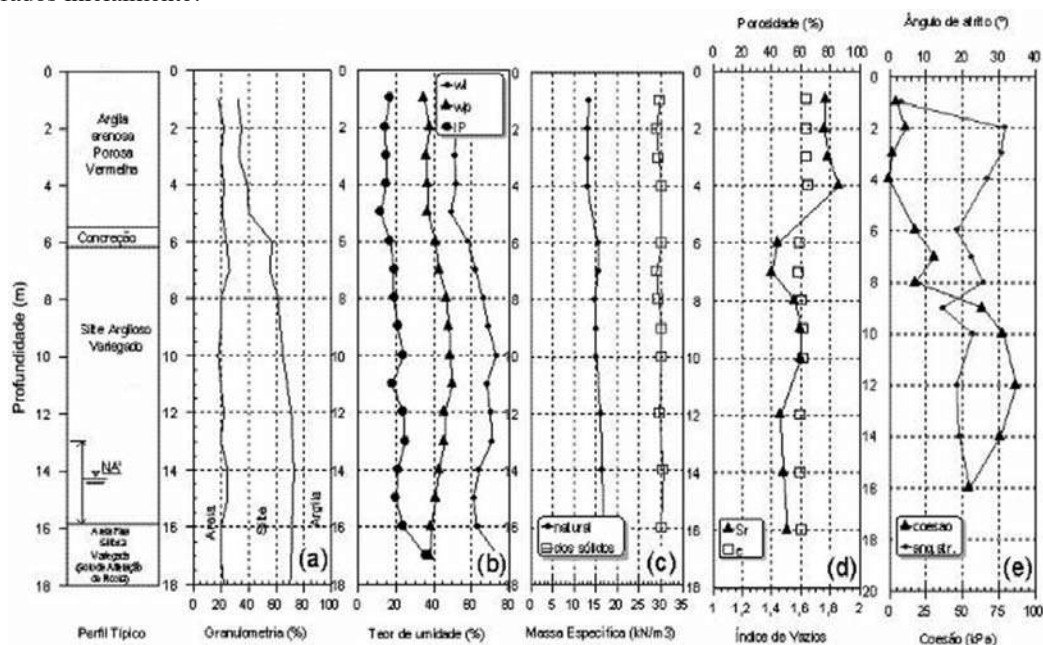
##### 3.4.2.1 – Ensaios em laboratório

O programa de investigação de laboratório vem sendo executado desde a implantação do Campo Experimental, com o intuito de se obter as propriedades geotécnicas do solo local. Os ensaios aqui apresentados foram executados nos laboratórios de Mecânica dos Solos do Departamento de Geotecnia e Transportes e Ensaios de Materiais das Faculdades de Engenharia Civil e Agrícola da Unicamp. Este item traz uma relação dos parâmetros geotécnicos obtidos no campo experimental por meio de diversas campanhas de ensaios laboratoriais executadas ao longo da história desta área.

A Figura 41a apresenta as porcentagens de argila, areia e silte obtidas por meio de ensaios de granulometria a cada metro, com uso de defloculante. Quanto aos limites de Atterberg, são apresentados na Figura 41b. As Figuras 41c e 41d apresentam os valores dos índices físicos obtidos para esse campo experimental por meio de ensaios laboratoriais e correlações.

Ensaio de compactação Proctor Normal foram realizados em amostras retiradas das profundidades de 1 m a 4 m. Os valores médios de umidade ótima e peso específico aparente seco foram respectivamente 28% e 15,4 kN/m<sup>3</sup>. Ensaio de compressão edométrica, realizados em amostras saturadas, forneceram os valores de índice de compressão  $C_c$  e tensão de pré-adensamento  $\sigma_a$  (kPa) para o depósito. Ensaio realizado com amostras colhidas até 9 m de profundidade indicaram valores de  $C_c$  variando entre 0,58 e 0,65 e  $\sigma_a$  entre 55 e 198 kPa.

Ensaio triaxiais tipo (CU) forneceram os parâmetros de resistência indicados na Figura 41e. Esses ensaios triaxiais foram feitos sem leitura de poropressão e os corpos de prova não foram saturados inicialmente.

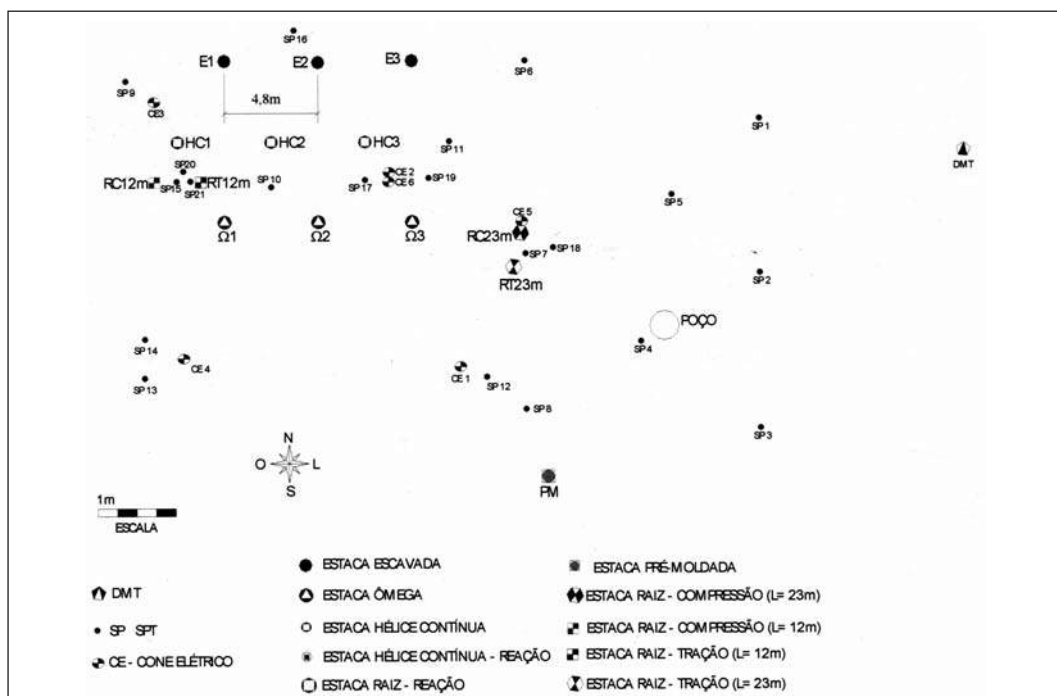


**Fig. 41** – (a) Distribuição granulométrica; (b) Limites de Atterberg; (c) e (d) Índices físicos médios determinados em ensaios de laboratório e correlações (e) Parâmetros de resistência (tensões totais) obtidos a partir de ensaios triaxiais (CU).

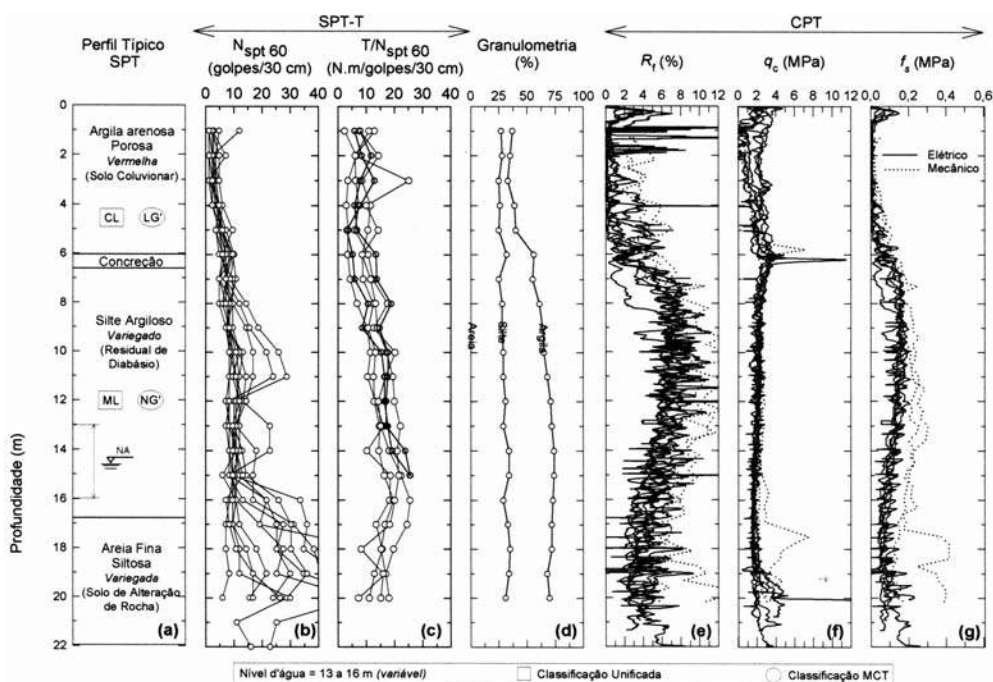
### 3.4.2.2 – Ensaios de campo

Vários ensaios de campo foram realizados no campo experimental: sondagens à percussão, incluindo-se também o SPT-T, ensaios de cone mecânico e elétrico, de dilatômetro e pressômetro de Ménard. A localização destes ensaios está representada – juntamente com as estacas ensaiadas – na Figura 42.

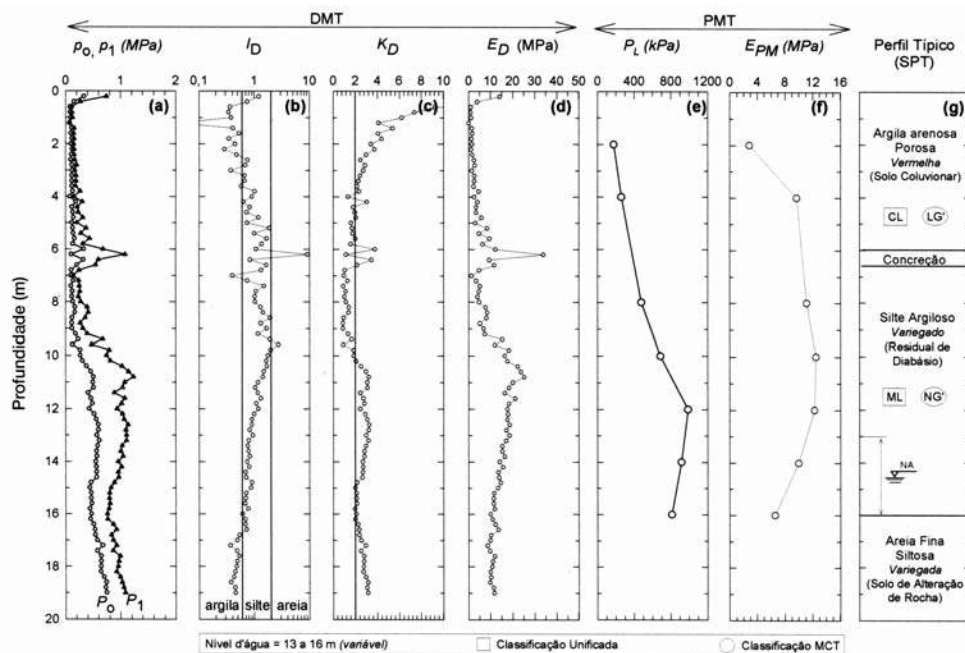
Os resultados das sondagens de simples reconhecimento (SPT) incluindo algumas on também se fez a determinação do torque (SPT-T) realizadas estão indicados na Figura 43b e 43c. Os resultados de ensaios CPT, tanto de resistência de ponta  $q_c$ , de atrito lateral  $f_s$ , e a razão de atrito ( $R_f$ ) para ensaios de com equipamento mecânico e elétrico estão representados nas Figuras 43f, 43g e 43e, respectivamente.



Os resultados de um ensaio de dilatômetro plano e com o pressiómetro Ménard são apresentados na Figura 44. Os valores de  $p_0$  e  $p_1$ , pressões correspondentes ao deslocamento nulo da membrana e de



1 mm, respectivamente, são apresentados na Figura 44a. Tem-se ainda, nessa figura, os parâmetros  $I_D$ ,  $K_D$  e  $E_D$ , respectivamente nos gráficos 44b, 44c e 44d, que foram determinados usando correlações empíricas classificadas disponíveis na literatura. Giacheti et al. (2006) discute esses resultados e as limitações do emprego das correlações clássicas para estimativa de parâmetros dos solos tropicais. Ensaio realizado com o pressômetro de Ménard forneceram os valores da pressão limite ( $P_L$ ) e do módulo pressiométrico ( $E_{PM}$ ), apresentados respectivamente nas Figuras 44e e 44f.



**Fig. 44** – (a) Valores de  $p_0$  e  $p_1$  (b)  $I_D$ , (c)  $K_D$  e (d)  $E_D$  do ensaio DMT e valores de (e)  $P_L$  e (f)  $E_{PM}$  do pressômetro de Ménard versus a profundidade (adaptado de Giacheti et al., 2006).

### 3.4.3 – Experiência com fundações

A experiência com fundações está relacionada à realização de provas de carga em estacas de diferentes tipos, ensaiadas não apenas à compressão, como também à tração e aos esforços horizontais. As provas de carga foram realizadas tanto no solo natural como inundado. O processo de pré-inundação se deu com a abertura de drenos verticais nos vértices da cava de aproximadamente 1,5m de profundidade (preenchidos com material granular). A cava foi mantida com um lâmina d'água constante de 20 mm por 24 horas, anteriormente ao início dos ensaios. Um resumo das características das estacas e das provas de carga realizadas está apresentado na Tabela 7. As estacas em que houve instrumentação ao longo do fuste estão indicadas com um asterisco na referida tabela.

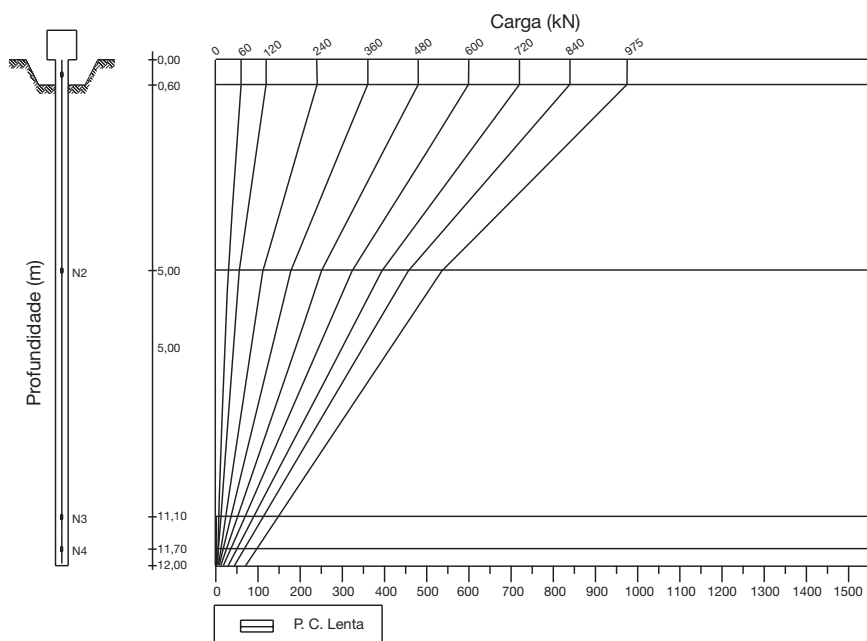
Conforme consta na Tabela 7, foi considerada carga máxima, aquela que, ao se manter constante, apresentava um recalque incessante. Os ensaios foram levados a deslocamentos máximos de pelo menos 15% do diâmetro da estaca. Na Figura 45 são apresentados os gráficos de transferência de carga ao longo da profundidade, para a estaca hélice contínua N° 2, com teste de carregamento lento.

**Tabela 7** – Características das estacas e das provas de carga realizadas.

Tipo de estaca	Solicitação	Umidade do solo	Carga máxima	Recalque máximo
			(kN)	(mm)
Pré-moldada* L = 14 m $\phi = 0,18$ m	Compressão	Natural	262	54
	Tração		200	27
	Tração	Inundado	160	21
	Horizontal	Natural	26	25
	Horizontal	Inundado	16	47
	Compressão, E1		684	112
	Compressão, E2		670	108
	Compressão, E3		693	66
	Tração, E1		639	20
	Tração, E2	Natural	555	40
	Tração, E3		605	38
	Horizontal, E1		24	1
	Horizontal, E2		66	22
	Horizontal, E3		54	8
	Horizontal	Inundado	13	14
Escavada (sem lama bentonítica)* L = 12 m $\phi = 0,40$ m	Compressão, E1		960	80
	Compressão, E2		975	86
	Compressão, E3	Natural	720	88
	Horizontal, E1		24	2
	Horizontal, E2		66	24
	Horizontal, E3		54	11
	Horizontal	Inundado	13	30
Hélice contínua* L = 12 m $\phi = 0,40$ m	Compressão, E1		1545	65
	Compressão, E2		1420	62
	Compressão, E3		1320	23
	Horizontal, E1	Natural	108	13
	Horizontal, E2		129	18
	Horizontal, E3		180	12
	Horizontal	Inundado	Em execução	
	Compressão, E1		980	49
	Compressão, E2		980	55
	Compressão, E3		980	55
	Tração, E1	Natural	Em execução	
	Tração, E2		Em execução	
	Tração, E3		Em execução	
	Horizontal		Em execução	
	Horizontal	Inundado	Em execução	
Perfil Metálico (comprimentos variados)	Compressão e tração	Natural e Inundado	Em execução	
	Compressão e tração	Natural e Inundado	Em execução	
Perfil Trilho (comprimentos variados)	Compressão e tração	Natural e Inundado	Em execução	
	Compressão e tração	Natural e Inundado	Em execução	

\* Instrumentada em profundidade com “strain-gages”





**Fig. 45** – Curvas de transferência de carga da estaca hélice contínua N° 2.

### 3.4.4 – Perspectivas

Estão sendo desenvolvidas pesquisas envolvendo alunos de graduação e pós-graduação envolvendo os seguintes temas:

- O estudo de estacas metálicas (perfil e trilho) e outros tipos de fundações;
- Análise dos resultados já obtidos sob ponto de vista dos solos não-saturados;
- Estudo do comportamento das propriedades de engenharia do solo na condição não saturada empregando ensaios de campo e laboratório.

O atual campo experimental da Unicamp encontra-se no limite de sua capacidade devido ao grande número de estacas executadas no local. Tendo em vista a grande importância da continuidade dos estudos nesse tipo de solo, o grupo de geotecnia partiu em busca de uma nova área. Após diligências aos órgãos superiores da instituição, foi concedido um novo local com aproximadamente 1200 m<sup>2</sup> de excelente localização. Em breve serão iniciados os estudos de caracterização geológico-geotécnica com a finalidade de disponibilizar à comunidade geotécnica mais uma área experimental.

## 3.5 – Campo experimental da UNESP – Bauru

### 3.5.1 – Aspectos geológicos

O município de Bauru está inserido no Planalto Arenítico-Basáltico do Estado de São Paulo (Planalto Ocidental), que pertence à Bacia Sedimentar do Paraná. A formação geológica regional é composta das rochas do Grupo Bauru (Cretáceo Superior), que recobre as rochas vulcânicas da For -

mação Serra Geral, aflorante em direção ao rio Tietê. A área onde está localizado o município apresenta as Formações Marília – nas cotas acima de 540 m em relação ao nível do mar, e Adamantina, nas cotas mais baixas (Soares et al., 1979).

Segundo De Mío (2005), a identificação do perfil estratigráfico deve considerar o contexto geológico regional e as informações fornecidas pela compreensão da história e gênese do perfil. No campo experimental da UNESP – Bauru predomina rochas sedimentares da Formação Marília, posteriormente submetidas a processos de morfogênese e pedogênese. Desta forma, o perfil deve refletir características de rochas sedimentares, como a alternância em camadas, e as transformações destes materiais pelos processos de pedogênese e morfogênese, como o amolecimento pela migração de água em regiões de fratura, recobrimento por solos coluviais em diversas fases, entre outros.

Ferreira et al. (1996) descrevem que nesse campo experimental ocorrem perfis de solos com diferentes comportamentos identificando, com base em resultados de sondagens SPT-T e CPT, dois locais distintos nessa área, o Local A e o Local B. No local B o perfil do subsolo apresenta valores de N do SPT e resistência de ponta do CPT mais semelhantes com aqueles que são observados em outras áreas da cidade de Bauru e no Local A esses valores são maiores.

### **3.5.2 – Caracterização geotécnica**

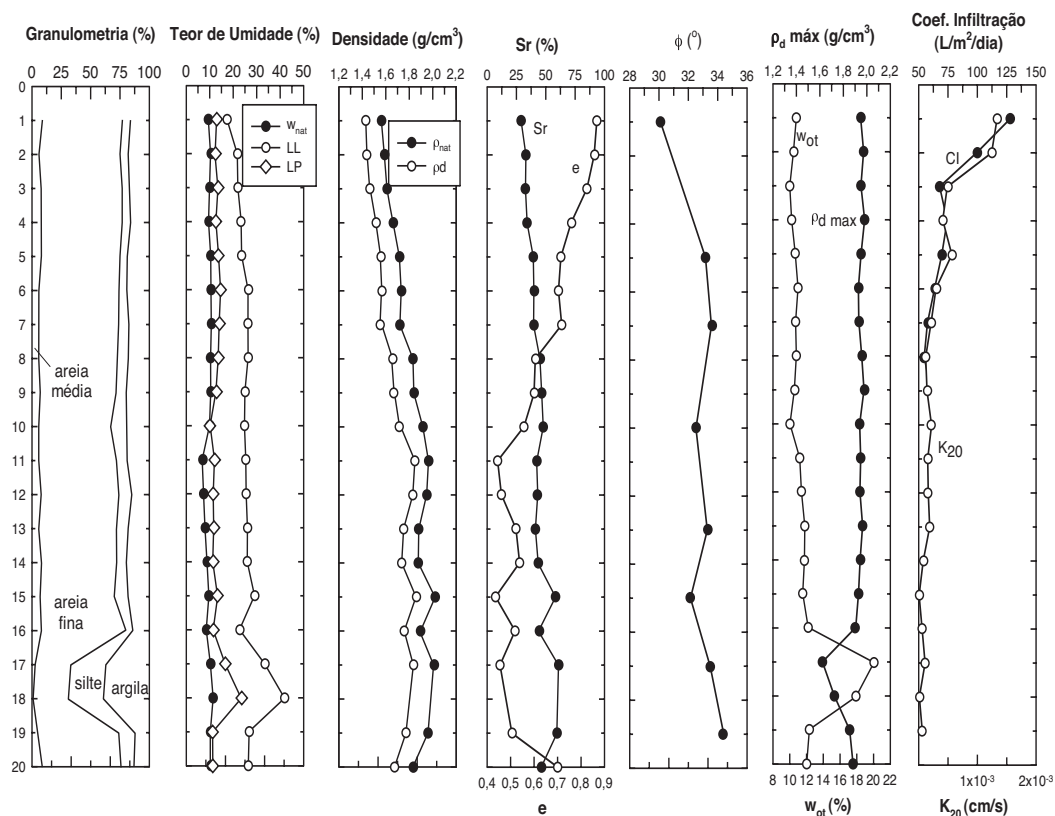
#### **3.5.2.1 – Ensaios de laboratório**

Apesar da variabilidade constatada a partir das campanhas de investigação realizadas, a caracterização em laboratório dos solos que ocorrem no campo experimental da UNESP – Bauru foi feita a partir da abertura de um único poço exploratório com retirada de amostras deformadas e indeformadas, de metro em metro, até 20 m de profundidade, considerado representativo dos solos que ocorrem no Local B desse campo experimental. Os resultados dos ensaios realizados nas amostras estão sintetizados na Figura 46.

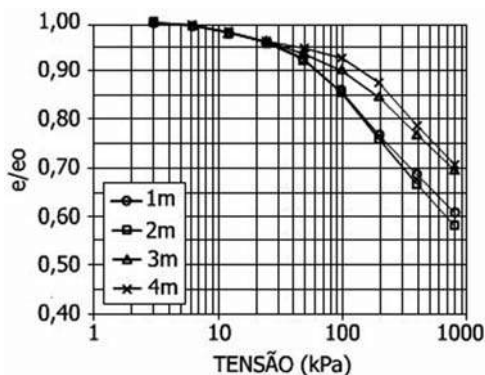
Na Figura 47 têm-se os resultados dos ensaios de compressão edométrica para os corpos de prova correspondentes a 1, 2, 3 e 4 m de profundidade, em termos de curvas médias de três ensaios para cada profundidade (Agnelli, 1997). Nela, observa-se um aumento da rigidez com o aumento de profundidade.

A interpretação do resultado dos ensaios de compressão edométrica realizados por Agnelli (1997), para definição das tensões de quasi pré-adensamento, empregando-se o método de Pacheco Silva, encontra-se na Tabela 8. Nessa tabela tem-se ainda o coeficiente de colapso estrutural, determinado conforme sugerido por Vargas (1978), para os corpos-de-prova inundados com água potável pH 7, sob tensão de 50 kPa, que mostram que esse solo é colapsável.

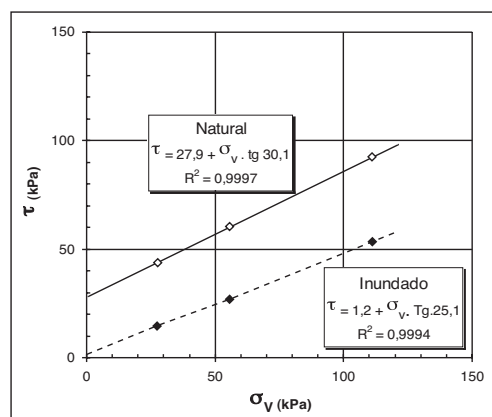
Ensaios de cisalhamento direto do tipo adensado-rápido foram realizados em corpos de prova talhados de amostra indeformada, coletada a 1 m de profundidade, na umidade natural e após inundação, com tensões verticais iguais a 27,8, 55,6 e 111,1 kPa (Yamada, 1999). Os resultados desses ensaios são apresentados na Figura 48. Nela observa-se que, para a amostra na umidade natural, o ângulo de atrito interno foi de 30,1°, e reduziu, com a inundação, para 25,1°. O intercepto de coesão determinado para o ensaio na umidade natural foi de 27,9 kPa, e reduziu, com a inundação, para 1,2 kPa.



**Fig. 46** – Síntese de resultados de ensaios de laboratório realizados no campo experimental (Giacheti et al., 1998)



**Fig. 47** – Curvas de compressão edométrica, média de três corpos de prova para cada profundidade, na umidade natural (Agnelli, 1997).



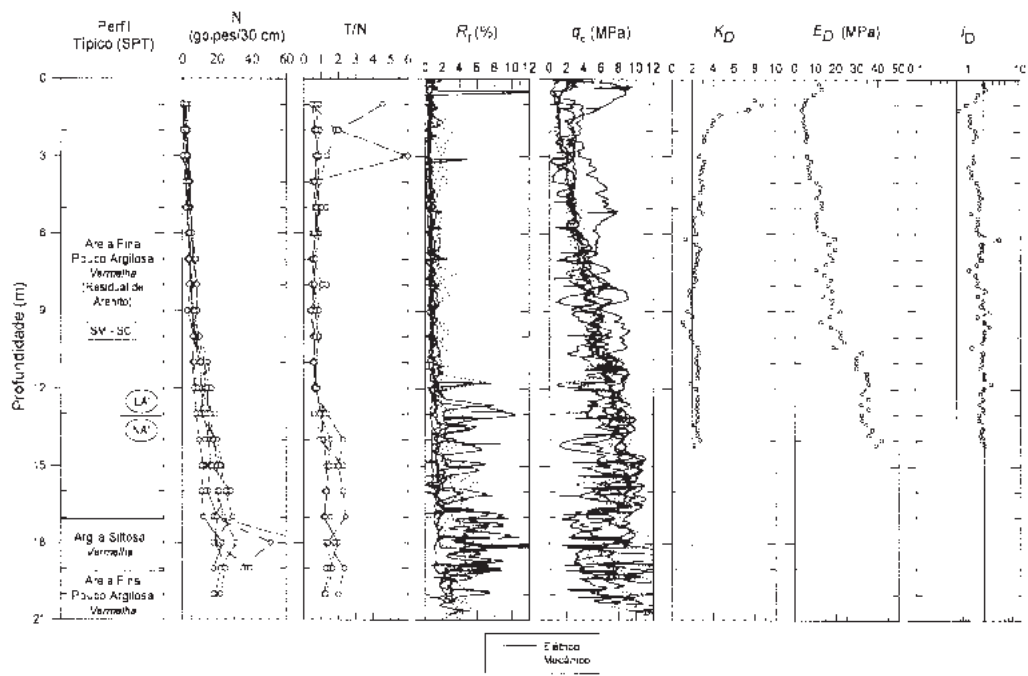
**Fig. 48** – Resultado de ensaio de cisalhamento direto realizado em corpos de prova de amostra coletada a 1 m de profundidade, na umidade natural e após inundação (Yamada, 1999).

**Tabela 8** – Parâmetros de compressibilidade e coeficiente de colapso estrutural, proposto por Vargas (1978), para o solo do campo experimental da UNESP – Bauru

Profundidade (m)	Parâmetros de adensamento			Colapsibilidade	
	$\sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_{ad}$ (kPa)	OCR	Tensão de inundação (kPa)	i (%)
1	15	41	2,73	50	3,3
2	30	52	1,73	50	3,2
3	46	90	1,96	50	2,3
4	62	105	1,69	50	2,6

3.5.2.2 – Ensaios de campo

A Figura 49 mostra os perfis do N do SPT, relação entre o torque e o N do SPT (T/N), a resistência de ponta ( $q_c$ ) e a razão de atrito ( $R_f$ ), obtidos a partir de ensaios com o CPT mecânico e CPT elétrico realizados no local e resultados de um ensaio DMT realizado na área.



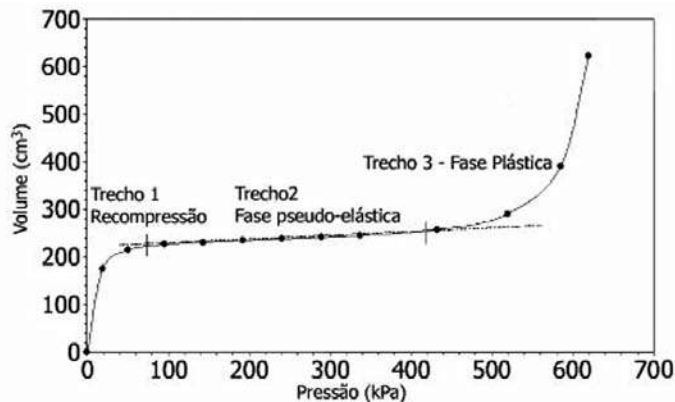
**Fig. 49** – Síntese dos resultados dos ensaios SPT e CPT elétrico e mecânico e DMT realizados no Campo Experimental da UNESP – Bauru (adaptado de Ferreira, 1998; Peixoto 2001; Giacheti et al., 2004 e Giacheti et al., 2006)

Giacheti (2001) realizou ensaios cross-hole no campo experimental da UNESP – Bauru até cerca de 15 m de profundidade. Dois ensaios de piezocone sísmico também foram realizados nesse campo experimental e Giacheti et al. (2006) compararam as velocidades de ondas S ( $V_s$ ) dos ensaios SCPT com aquelas determinadas em ensaios cross-hole, assim como determinaram o módulo de cisalhamento máximo.

Ensaio pressiométrico tipo Ménard também foram realizados nesse campo experimental. Na Figura 50 tem-se representada uma curva pressiométrica obtida a 8,0 m de profundidade.

Como a maioria das curvas teve a qualidade da que está mostrada nessa figura, foi possível estimar, além da Pressão Limite ( $P_L$ ) e o módulo pressiométrico ( $E_0$ ), o valor da pressão  $P_0$ , que seria equivalente à tensão horizontal do solo no repouso ( $\sigma_h$ ), com boa aproximação (Cavalcante et al., 2005).

Um ensaio de dilatômetro plano (DMT) também foi realizado nesse campo experimental. Os resultados dos ensaios DMT em termos de  $I_D$ ,  $K_D$  e  $E_D$  estão apresentados na Figura 49 e discutidos por Giacheti et al. (2006).



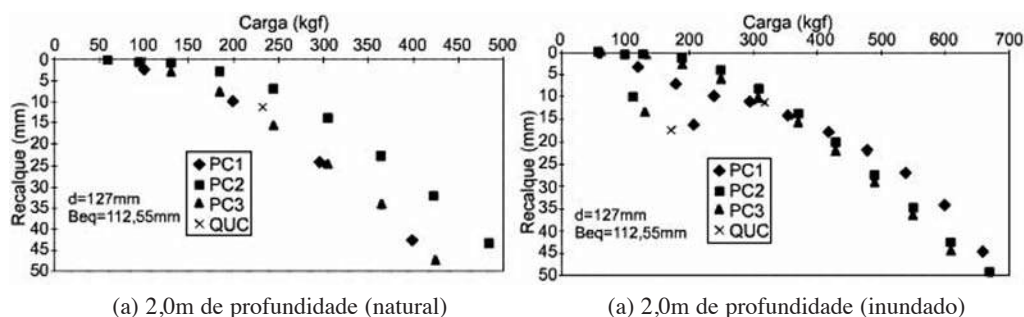
**Fig. 50** – Curva pressiométrica corrigida obtida a 8,0 m de profundidade, típica daquelas obtidas nos demais ensaios realizados no campo experimental da UNESP – Bauru (Cavalcante et al., 2005).

### 3.5.3 – Experiência com fundações

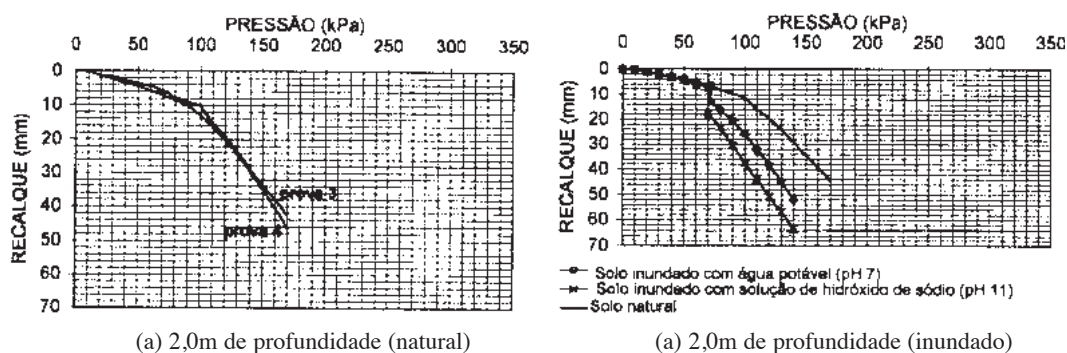
#### 3.5.3.1 – Provas de carga em placa

Os resultados de 6 provas de carga em mini-placa realizadas por Décourt e Quaresma Filho (1996) no campo experimental da UNESP – Bauru, sendo 3 a 1 m de profundidade e 3 a 2 m de profundidade, estão apresentadas na Figura 51. O procedimento para realização do ensaio consiste em ensaiar uma placa de aço de 12,7 cm de diâmetro e aproximadamente 1,0 cm de espessura, soldada de topo a um tubo de 2 ½” de diâmetro, que é utilizado para a transmissão da carga para a placa. A placa é colocada dentro de um furo de aproximadamente 15,24 cm de diâmetro, abertos com auxílio de equipamento de sondagem a percussão.

Agnelli (1997) realizou 16 provas de carga sobre placa convencional ou seja, sobre placa rígida de 0,80 m de diâmetro, nesse campo experimental. Duas provas de carga foram realizadas em terreno natural e duas com inundação com líquidos distintos, nas profundidades 1, 2, 3, 4 m. As cavas destinadas à realização das provas de carga foram escavadas manualmente. Quanto ao modo de carregamento aplicado, durante as provas de carga foram todas do tipo rápido (QML), adotando-se um tempo de 15 minutos para cada estágio de carregamento. Na Figura 52 têm-se as curvas pressão x recalque das provas de carga realizadas em terreno natural e inundado, na profundidade 2 m.



**Fig. 51** – Resultados de provas de carga sobre mini-placa em solo natural do campo experimental da UNESP – Bauru (Décourt e Quaresma Filho, 1996).



**Fig. 52** – Resultados de provas de carga sobre mini-placa em solo natural do campo experimental da UNESP – Bauru (Décourt e Quaresma Filho, 1996).

### 3.5.3.3 – Provas de carga em estacas apiloadas

As estacas apiloadas, também conhecidas como estacas pilão ou soquetão, são moldadas in-loco, sem a necessidade de revestimento e muito empregadas na região de Bauru e no interior de São Paulo. Na sua execução é utilizado o mesmo equipamento de estacas do tipo Strauss, a menos da piteira e do revestimento. Detalhes sobre os procedimentos de execução de estacas denominadas apiloadas podem ser encontrados em Ferreira et al. (1998).

A fim de avaliar a capacidade de carga de estacas apiloadas submetidas a cargas verticais de compressão, Ferreira (1998) realizou 12 provas de carga do tipo rápida em 4 estacas instrumentadas, denominadas apiloadas. Posteriormente, foram executadas mais 18 provas de carga em outras 6 estacas apiloadas, não instrumentadas. A Tabela 9 apresenta as características das estacas testadas e de reação.

A Figura 53 mostra as curvas carga-deslocamento obtidas das três provas de carga realizadas por Ferreira (1998) sobre as estacas E 01 ( $L = 7,0$  m), E 02 ( $L = 4,0$  m) e E 03 ( $L = 10,0$  m). Na Tabela 10 são apresentados os valores das cargas de ponta, atrito lateral e total, na ruptura.

Segundo Ferreira et al. (1998), sobre cada estaca foram realizadas três provas de carga, sendo duas com o solo na umidade natural e uma terceira com o solo previamente inundado. Todas as provas de carga foram do tipo rápida.

A Figura 54 mostra a curva carga x deslocamento, obtida para a estaca instrumentada E-03, nos 3 carregamentos realizados por Ferreira (1998), onde se nota a descontinuidade da curva quando da inundação do terreno.

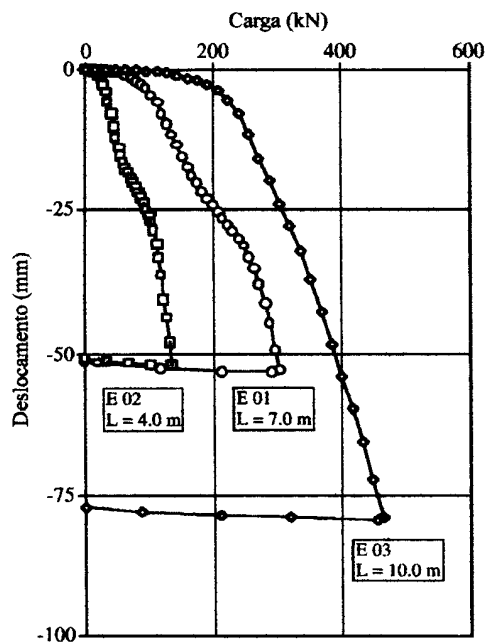
Na Figura 53 apresentam-se as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade para a estaca E-06 (L = 7,0 m), relativa à primeira prova de carga, com o solo no estado de umidade natural.

**Tabela 9** – Características das estacas apiloadas (Ferreira et al., 1998).

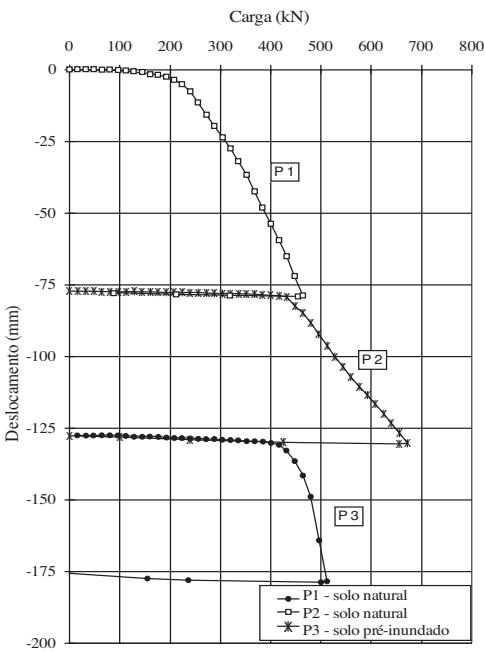
Estacas	D (m)	L (m)	Número de Estacas	
			Instr.	Não instr.
Reação	0,32	12		9
Ensaída à compressão	0,25	4	1	2
	0,25	7	1	2
	0,25	10	2	2

**Tabela 10** – Capacidade de carga medida nas estacas apiloadas (Ferreira et al., 1998).

Estaca	Q <sub>ponta</sub> (kN)	Q <sub>atrito lateral</sub> (kN)	Q <sub>rup</sub> (kN)
E 02 (4 m)	19,6	84,4	104
E 01 (7 m)	83,3	132,7	216
E 03 (10 m)	105,5	214,5	320

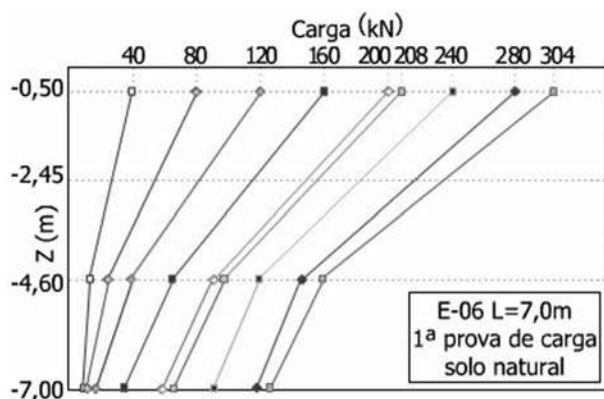


**Fig. 53** – Curvas carga-deslocamento obtidas a partir das três provas de carga rápidas realizadas sobre estacas apiloadas (Ferreira et al., 1998).



**Fig. 54** – Curva carga x deslocamento da estaca E-03 (Ferreira, 1998).





**Fig. 55** – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca E-06 (Ferreira et al., 1997).

Provas de carga à tração do tipo rápida foram executadas em 2 estacas apiloadas, de 0,25 m de diâmetro e 4 m de comprimento, com o solo na condição de umidade natural (Ferreira et al., 2002). Na Tabela 11 são apresentadas as características das estacas ensaiadas, bem como um resumo dos resultados dessas provas de carga.

Nesse campo experimental também foram realizadas provas de carga horizontais em 3 estacas apiloadas, com 4,0; 7,0 e 10 m de comprimento (Ferreira et al., 2003). Cada estaca foi submetida a três provas de carga, duas com o solo em sua umidade natural e outra com a pré-inundação do terreno, procurando-se verificar o efeito do colapso no seu comportamento.

Na Tabela 12 são mostradas as características das estacas ensaiadas, bem como um resumo dos resultados obtidos nas provas horizontais executadas.

**Tabela 11** – Resumo do resultado das provas de carga à tração (Ferreira et al., 2002).

Estaca	D (m)	L (m)	Nº de estágios	Tempo da prova	Carga Máx. (kN)	Desloc. máx. (mm)	Capac. de carga (kN)
E 10	0,25	4	15	4h	40	59,8	36
E 15	0,25	4	38	10h	132	36,3	128

**Tabela 12** – Resumo dos resultados das provas de carga horizontais (Ferreira et al., 2003).

Estaca	D (m)	L (m)	Nº de estágios	Carga Máx. (kN)	Desloc. máx. (mm)	Capac. de carga (kN)	nh (kN/m³)
E-09 N	0,25	4	20	32	34,5	29	7.800
E-09 N	0,25	7	21	34	37,9	29	1.500
E-09 I	0,25	10	27	38	49,9	31	4.600

### 3.5.4 – Perspectivas

Estão previstas as seguintes atividades para continuidade das pesquisas no campo experimental da UNESP – Bauru:

- Continuidade do emprego de diferentes técnicas de investigação de campo;
- Estudo do comportamento dos solos considerando o efeito da sucção matricial;

- Estudo do comportamento de outros tipos de fundações;
- Estudo do comportamento de outros tipos de fundações nesse solo e de
- Estudo de técnicas de melhoria de solo para fundações.

### 3.6 – Campo experimental da UNESP – Ilha Solteira

#### 3.6.1 – Comportamento geológico

A região onde está situado o campo experimental da UNESP de Ilha Solteira pertence à bacia sedimentar do Paraná, encontrando-se basalto em muitas áreas cobertas por sedimentos do grupo Bauru, compostos essencialmente por arenitos de granulação fina e coloração avermelhada, resultando, como manto de alteração, um solo arenoso com teor variável de argila (Souza, 1993). No perfil, aparecem finas lentes de seixos de quartzo, que normalmente ocorrem na base da camada, junto ao solo residual, ou mesmo ao basalto.

O solo de cobertura é muito poroso, pouco denso e erodível, tornando-se colapsível quando inundado sob carregamentos. Este solo foi submetido a um intenso processo de laterização, principalmente em razão de alternadas e bem definidas estações de chuva e seca, acarretando uma contínua lixiviação de seus sais e óxidos solúveis (Souza, 1993). O perfil do subsolo característico do terreno onde se situa o Campo Experimental da UNESP – Ilha Solteira está apresentado na Figura 56.

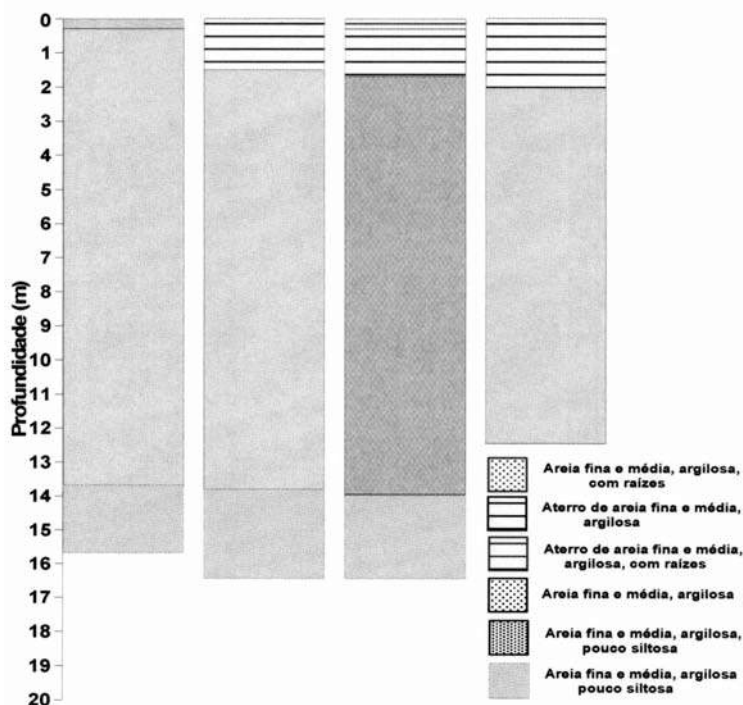


Fig. 56 – Perfis de solo do campo experimental da UNESP – Campus de Ilha Solteira

### 3.6.2 – Caracterização geotécnica

#### 3.6.2.1 – Ensaios de laboratório

Inicialmente foram feitas prospecções com sondagens a trado, para detectar a profundidade de impenetrabilidade do solo, que foi verificada se situar próxima aos 17 metros. Em seguida, foi aberto um poço de inspeção (com diâmetro de 1,2 m), tendo sido retiradas de seu fuste amostras do solo até os 16 metros de profundidade: blocos indeformados de solo, representativos da estrutura, umidade, textura e constituição mineralógica. Foram coletados dois blocos de solo para cada metro escavado, que para mantê-los nas condições naturais, estes foram parafinados e, posteriormente, armazenados em câmara úmida no Laboratório CESP de Engenharia Civil – LCEC (Menezes, 1997).

Os ensaios geotécnicos especiais (adensamento, permeabilidade e resistência) foram realizados sobre amostras indeformadas, com a finalidade de quantificar o colapso do solo e aprofundar os estudos no entendimento do fenômeno. Devido à grande quantidade de corpos de prova para análise, e, levando-se em conta que o perfil do solo mostrou-se relativamente homogêneo, para o caso dos ensaios especiais executaram-se baterias de ensaios descontínuas, isto é, com amostras de profundidades alternadas a partir do terceiro metro, quais sejam, 5, 7, 9, 11, 13 e 15 m. Por outro lado, para a obtenção dos índices físicos do solo e também de sua composição granulométrica, foram realizados ensaios a cada metro do perfil do terreno.

A identificação e caracterização do solo foram feitas através de ensaios padronizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e realizados através das metodologias de ensaios do LCEC. Na Tabela 13 são apresentados resultados relativos à caracterização dos solos presentes no campo experimental da UNESP – Ilha Solteira (limites de consistência, massa específica dos sólidos, granulometria, classificação H.R.B, umidade natural, umidade ótima e massa específica seca máxima). Na Figura 57 pode-se observar a variação dos valores de umidade natural e dos limites de Atterberg do solo com a profundidade.

**Tabela 13** – Caracterização do perfil geotécnico da UNESP – Campus de Ilha Solteira.

Prof.	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	γ <sub>s</sub>	Granulometria (%)				H.R.B.	w	w <sub>ot</sub>	γ <sub>dmax</sub>
(m)	(%)	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	Argila	Silte	AF	AM	Solo	(%)	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )
0,7 - 1,0	23	14	2,69	29	8	59	4	A6	10,9	11,7	1,96
1,7 - 2,0	24	15	2,71	29	8	59	4	A4	11,7	11,2	1,97
2,7 - 3,0	24	17	2,72	20	11	65	4	A6	11,2	11,3	1,97
3,7 - 4,0	26	16	2,72	30	11	56	3	A6	11,4	11,8	1,95
4,7 - 5,0	27	16	2,71	33	8	56	3	A6	11,8	12,6	1,94
5,7 - 6,0	28	17	2,71	33	5	58	4	A6	11,9	12,5	1,92
6,7 - 7,0	29	18	2,72	27	15	55	3	A6	12,1	12,3	1,91
7,7 - 8,0	28	17	2,71	31	8	57	4	A6	12,2	12,5	1,92
8,7 - 9,0	28	16	2,72	28	12	57	3	A6	12,2	12,1	1,93
9,7 - 10,0	28	16	2,73	32	12	53	3	A6	12,2	12,2	1,94
10,7 - 11,0	28	16	2,74	26	17	54	3	A6	11,0	12,2	1,94
11,7 - 12,0	29	17	2,73	29	11	57	3	A6	11,6	12,1	1,92
12,7 - 13,0	29	17	2,72	30	15	52	3	A6	11,5	12,1	1,93
13,7 - 14,0	28	17	2,73	28	17	52	3	A6	11,7	12,2	1,94
14,7 - 15,0	28	17	2,72	25	18	53	4	A6	11,6	12,1	1,93

### 3.6.2.2 – Ensaios de campo

No campo experimental da UNESP – Ilha Solteira foram realizados ensaios SPT, SPT-T e CPT, até a profundidade de 16 metros. A Figura 58 apresenta curvas com valores mínimo, médio e máximo das resistências à penetração, obtidas a partir de cinco sondagens com SPT (S1, S2, S3, S4 e S5), enquanto que nas Figuras 59 e 60 são mostrados, de forma análoga, os perfis de resistência de ponta e do atrito lateral unitário máximo, respectivamente, obtidos através de cinco furos com ensaios CPT (D1, D2, D3, D4 e D5).

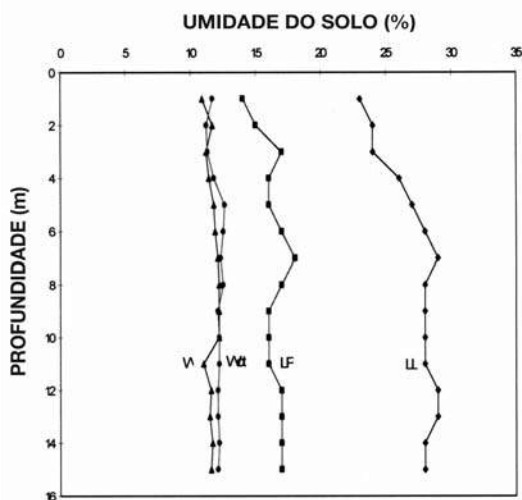


Fig. 57 – Variação de umidade e limites de Atterberg.

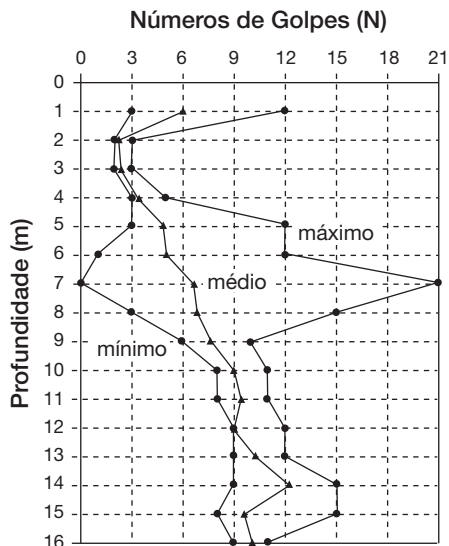


Fig. 58 – Resultados de sondagens SPT no campo experimental da UNESP – Ilha Solteira (Menezes, 1997).

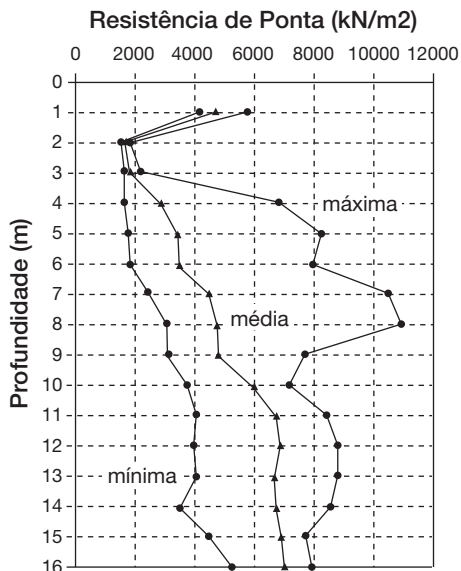


Fig. 59 – Resistência de ponta do CPT: UNESP – Ilha Solteira (Menezes, 1997).

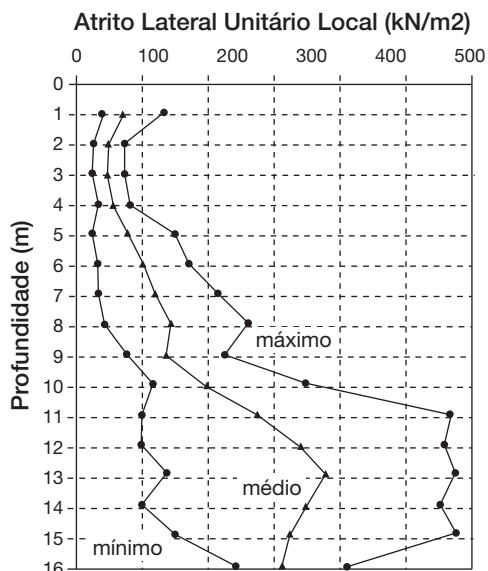


Fig. 60 – Resistência de atrito lateral do CPT: UNESP – Ilha Solteira (Menezes, 1997).

Da Figura 58 observa-se que no campo experimental da UNESP – Ilha Solteira ocorre uma grande dispersão dos valores de  $N$ , o que também se verifica a partir dos ensaios de CPT (resistência de ponta atrito lateral unitário máximo, mostrados nas Figuras 59 e 60), ao longo da profundidade. O perfil típico obtido através das investigações de campo indica que o perfil de solo local se compõe basicamente de uma camada de areia argilosa ao longo de toda sua extensão.

### 3.6.3 – Experiência com fundações

Neste campo experimental da UNESP – Ilha Solteira foram executadas 29 estacas pré-moldadas de concreto, sendo seis de diâmetro máximo de 25 cm e 23 de seção quadrada de 14 x 14 cm e comprimento de 12 m, das quais 12 foram submetidas a provas de carga. Foram executadas também 48 estacas moldadas “in situ”, com comprimento máximo de 6 m e diâmetros entre 20 cm e 25 cm, sendo 24 testadas em provas de carga, enquanto as demais foram usadas como estacas de reação.

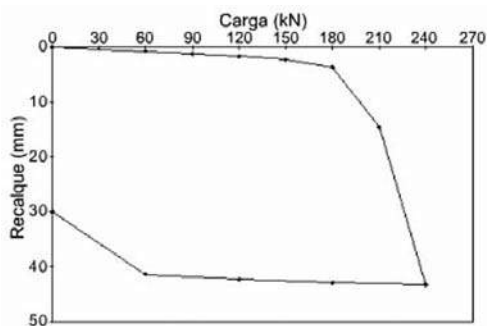
Nas Figuras 61 e 62 são mostradas curvas carga - recalque das estacas 18 e 21, submetidas a provas de carga de compressão, enquanto que na Figura 63 é mostrada a curva para a estaca 19, testada sob carregamento de tração.

Foram construídos dois muros sobre sapatas corridas, com 0,60 m de largura e 3,0 m de comprimento, sendo um sobre o solo natural e o outro sobre solo compactado em camadas, perfazendo uma espessura total de solo compactado igual a 0,60 m. Esses muros foram investigados quanto aos recalques sofridos durante quatro fases distintas: 1ª) após a concretagem da sapata corrida; 2ª) durante a construção do muro; 3ª) após o carregamento do muro; e 4ª) após a inundação do solo de fundação.

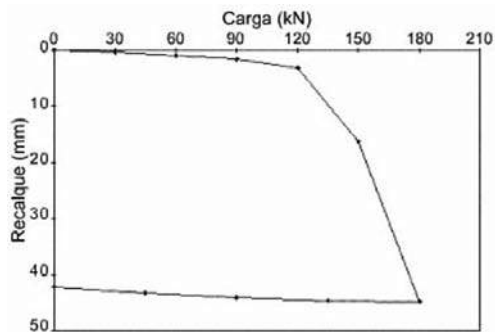
Diversas provas de carga sobre placa também foram realizadas, tanto para o solo em sua umidade natural quanto do mesmo após a sua inundação. Detalhes dos resultados destas pesquisas podem ser obtidos em Carvalho et al. (1998).

Observa-se das Figuras 61 e 62 que as estacas testadas a compressão experimentam valores de recalques acima de 40 mm quando as cargas são iguais a 240 kN, para a estaca 18, e 180 kN, para a estaca 21. Pela pequena recuperação do recalque após o total descarregamento, pode-se ter a indicação de que as estacas estavam se aproximando da capacidade de carga.

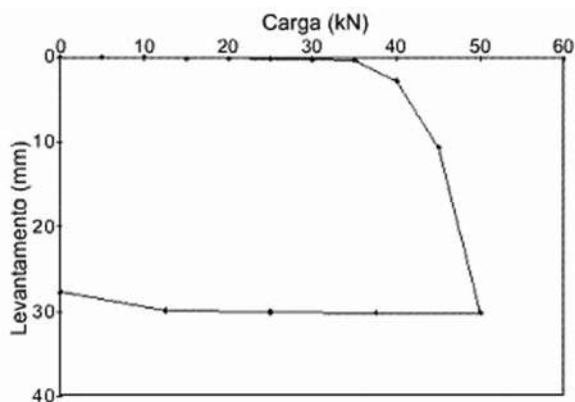
No caso da estaca 19 (tracionada), para o valor da carga de tração igual a 50 kN, o levantamento medido já atingia os 30 mm, com fortes evidências de mobilização quase que integral do atrito lateral (Figura 63).



**Fig. 61** – Curva carga x recalque da estaca 18, pré-moldada de concreto, testada a compressão (L=12 m, 14 x 14 cm).



**Fig. 62** – Curva carga x recalque da estaca 21, pré-moldada de concreto, testada a compressão (L=12 m, 14 x 14 cm).



**Fig. 63** – Curva carga x levantamento da estaca 19, pré-moldada de concreto, testada a tração (L=12 m, 14 x 14 cm).

### 3.6.4 – Perspectivas

Pretende-se avaliar a capacidade de carga e o comportamento de outros tipos de estacas, tais como: hélice contínua, de solo-brita, entre outras, tanto para o solo natural como inundado. Para tal, serão utilizados dispositivos para medição da sucção do solo. Ensaios com esforços transversais também serão realizados, tanto para a obtenção de parâmetros geotécnicos, quanto para o estudo estrutural da estaca e da reação do solo.

## 3.7 – Campo experimental da UNB

### 3.7.1 – Aspectos geológicos

A geomorfologia do Planalto Central do Brasil possui características específicas em virtude principalmente dos condicionantes climáticos, geológicos e antrópicos da região. Em grande parte do Distrito Federal são encontradas chapadas, onde predomina um relevo residual e de aplainamento, com topografia plana e levemente ondulada (Blanco, 1995). Segundo Cardoso (2002), a geologia do Distrito Federal é basicamente composta por rochas dos grupos Paranoá, Canastra, Araxá e Bambuí. A litologia regional é caracterizada pela presença de ardósias, metarritmitos, metassiltitos e quartzitos, geralmente muito intemperizados em sua porção superior.

Na área do plano piloto de Brasília, local do campo experimental, predominam as rochas do grupo Paranoá com um grau de metamorfismo menor. Apresentam uma alternância de estratos de quartzitos com granulometria fina a média, metassiltitos argilosos, metarritmitos arenosos, metarritmitos argilosos e ardósias. A Figura 64 apresenta o mapa geológico do Distrito Federal.

Os solos do campo experimental apresentam características semelhantes àqueles encontrados em quase todo o Distrito Federal. De maneira geral, estes solos encontram-se, em estado natural, normalmente bem drenados, mesmo quando apresentam elevada proporção de argila (até 90%), sendo a argila destes solos ácidos normalmente agregada em grãos de textura arenosa e com alta permeabilidade. Este comportamento mostra-se contrário aos solos das regiões secas (pluviometria inferior a 800 mm/ano em média) em que a argila encontra-se defloculada, sem poros, tornando-se dessa forma impermeável às chuvas e com reduzida capacidade de armazenamento de água. Quan-

do a cobertura de solo é suficientemente profunda, o lençol freático no cerrado encontra-se geralmente situado entre 15 e 35 metros, com redução da profundidade do nível freático nas regiões mais planas (Mota, 2003).

Diversas pesquisas têm sido desenvolvidas com objetivo de caracterizar o comportamento dos solos do Distrito Federal. As primeiras fontes de informação sistematizadas foram encontradas no levantamento realizado pelo Serviço Nacional de Levantamento de Solos (EMBRAPA, 1978) que possibilitaram a elaboração de um mapa pedológico na escala 1:1.000.000 (Figura 65). Posteriormente, outros estudos complementaram este trabalho, como por exemplo, o Levantamento de Solos da Região Geoeconômica de Brasília (EMBRAPA, 1983) e o trabalho da RADAMBRASIL (1982), que incorporam essencialmente os dados do levantamento original.

A argila porosa do Distrito Federal é constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes proporções com variabilidade condicionada ao domínio geológico local. Estes estudos também demonstraram que os solos porosos colapsíveis de Brasília apresentam espessura variando entre 8 e 40 metros e estrutura constituída por micro e macroporos, sendo o colapso destas camadas normalmente provocado pela instabilização de sua estrutura (Paixão e Camapum de Carvalho 1994). Posteriormente, Cardoso (1995) apresentou um estudo micromorfológico sobre solos profundamente intemperizados de diferentes áreas do Distrito Federal e constatou que estes são formados por agregados de matriz fortemente argilosa, interligados entre eles e a grãos de quartzo (areia) por pontes de argila, com índices de vazios elevados entre 1,0 e 2,0.

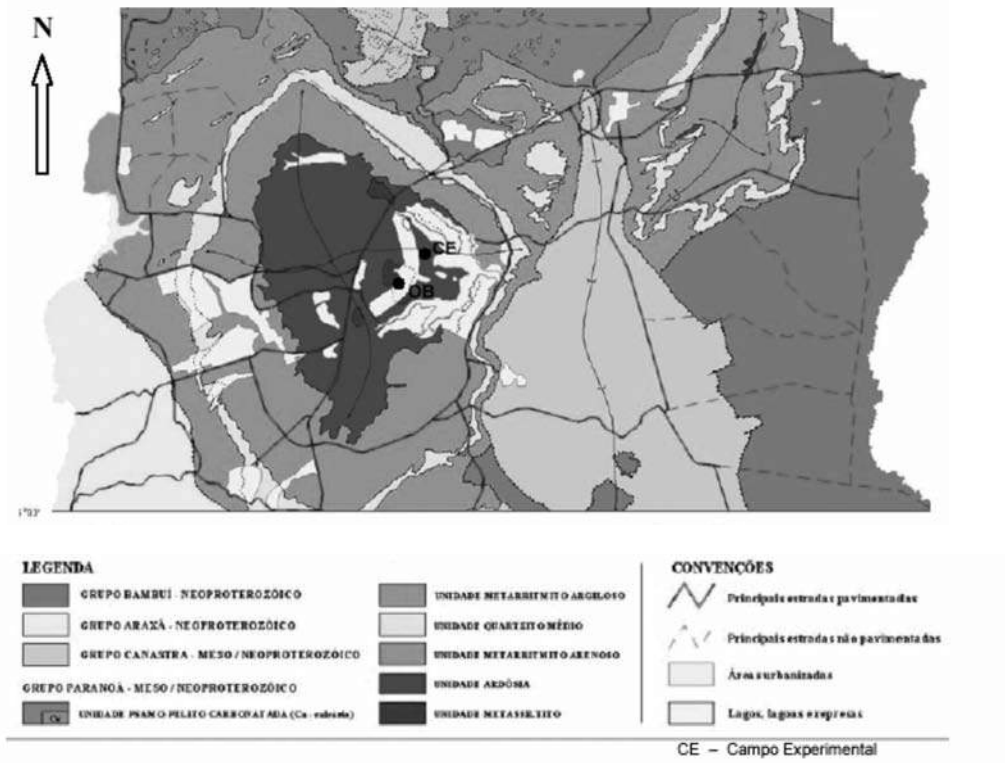
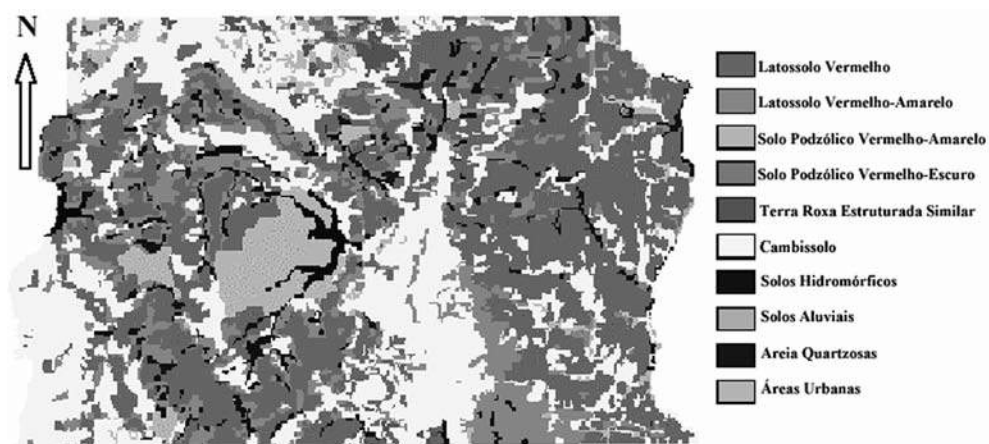


Fig. 64 – Mapa geológico do Distrito Federal (Mota, 2003).





**Fig. 65** – Mapa pedológico do Distrito Federal (Mota, 2003).

Segundo Guimarães et al. (1997) e Guimarães (2002), as camadas de argila porosa do Distrito Federal apresentam baixa resistência à penetração (NSPT variando de 1 a 6) e alta permeabilidade ( $10^{-3}$  a  $10^{-4}$  cm/s), apesar da matriz argilosa, sendo o comportamento em termos de permeabilidade similar aos solos granulares finos. Devido à sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume (colapso).

Devido à complexidade dos solos do Distrito Federal, Cardoso (2002), baseado na análise das varias proposições para descrição de perfis de intemperismo e na sua experiência com os solos lateríticos do cerrado brasileiro, apresentou uma nova proposta de descrição dos horizontes de solos. Sua proposta é uma adaptação realizada a partir das descrições de perfis de Martins (2000), Pastore (1996) e o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos, (EMBRAPA, 1999). Em sua proposição, Cardoso (2002) apresenta informações sobre as propriedades fundamentais dos solos do Distrito Federal, do ponto de vista mineralógico, químico e de engenharia e analisa a influência imposta a estes solos, em suas propriedades físicas e comportamento mecânico, pelas características químicas e mineralógicas.

### 3.7.2 – Caracterização geotécnica

Vários ensaios de campo e laboratório têm sido realizados no campo experimental da UNB, conforme relacionado a seguir.

#### 3.7.2.1 – Ensaios de laboratório

A Tabela 14 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização realizados em amostras coletadas em diferentes profundidades da área do Campo Experimental. Nesta tabela são apresentados os valores de peso específico natural ( $\gamma$ ), peso específico dos solo seco ( $\gamma_d$ ), peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ), peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ), densidade dos grãos ( $G_s$ ), índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $n$ ), limites de consistência ( $w_L$ ,  $w_p$ ,  $I_p$ ), Índice de atividade ( $I_a$ ) e distribuição granulométrica obtidas dos ensaios realizados nas diferentes amostras e sua posterior classificação (NBR 6502, 1995). A análise dos resultados dos ensaios de caracterização permitiu a constatação de que existe uma boa relação das propriedades físicas com as características mineralógicas e microestruturais (Guimarães, 2002; Mota, 2003).

**Tabela 14** – Resultados dos ensaios de caracterização (Guimarães, 2002; Mota, 2003).

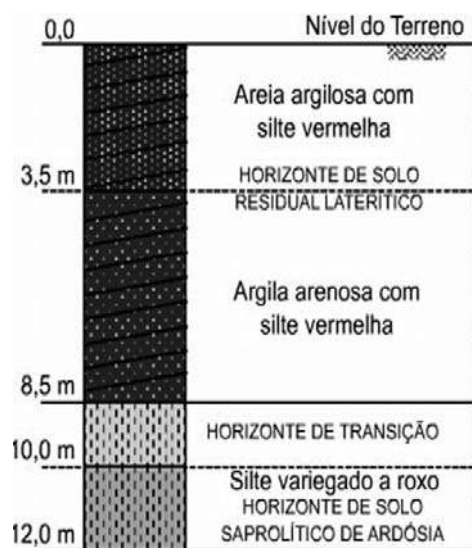
Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,20	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18,00	17,78	17,53
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,48	16,53	17,09	17,03	17,53	17,33	17,98	18,60	18,75	18,47
G <sub>s</sub>	2,739	2,731	2,662	2,648	2,747	2,626	2,704	2,677	2,769	2,816
e	1,6	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n (%)	61,6	61,1	56,0	55,9	55,6	53,5	51,7	47,2	49,0	51,9
Pedregulho CD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,6
Areia	41,5	41,5	41,6	33,7	31,6	25,7	22,7	33,8	10,2	3,4
Silte CD	24,9	29,2	25,7	26,3	26,5	22,9	24,6	27,4	80,4	93,2
Argila CD	33,4	29,1	32,0	39,2	40,5	49,3	48,4	35,2	8,8	3,4
Pedregulho SD	0,2	0,2	0,7	0,8	1,4	2,1	4,3	3,6	0,6	0,0
Areia SD	56,2	56,2	53,2	53,0	49,2	34,9	30,1	42,0	10,2	1,4
Silte SD	51,4	35,9	34,2	43,1	48,6	61,4	61,9	51,9	86,8	79,5
Argila SD	2,2	7,7	11,9	3,1	0,8	1,6	3,7	2,5	2,4	19,1
$w_L$ (%)	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
$w_P$ (%)	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
$I_P$ (%)	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
I <sub>a</sub>	0,29	0,33	0,30	0,29	0,26	0,21	0,21	0,21	2,00	4,71

Legenda: CD – com defloculante SD – sem defloculante

Além disso, os resultados possibilitaram a divisão do subsolo nas seguintes subcamadas:

- 0 a 3,5 metros – camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gibbsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios (entre 1,27 e 1,60), peso específico dos sólidos em torno de 26,5 kN/m<sup>3</sup> e  $I_P$  médio de 10, devendo ser destacado que as propriedades da faixa compreendida entre 3 e 4 metros correspondem à zona de transição. Esta zona corresponde ao trecho de maior bioturbação, e na qual ocorrem as maiores variações de umidade ao longo do ano;
- 3,5 a 8,5 metros – camada de argila areno-siltosa, aonde as propriedades físicas, mineralógicas e microestruturais vão gradualmente se alterando até encontrar o residual mais jovem a 8,5 metros. Neste trecho, o teor de gibbsita, a porosidade e a macroporosidade vão gradativamente diminuindo, com índice de vazios decrescente (1,27 para 0,89), peso específico dos sólidos e índice de plasticidade semelhante à camada anterior. A profundidade de 8 m corresponde à zona de transição.
- 8,5 metros – profundidade a partir da qual o solo assume textura mais siltosa, caracterizada pelo aumento do índice de vazios (0,96 a 1,08), do peso específico dos sólidos (em torno de 27,4 kN/m<sup>3</sup>) e do  $I_P$  (valor médio 17) com distribuição mais homogênea de poros. Nesta profundidade já não aparece a gibbsita.

O perfil de solo característico do Campo Experimental é apresentado na Figura 66. Resultados de SPT-T e CPT (ver item 3.7.2.2) estão também incluídos na Figura 67.



**Fig. 66** – Perfil de solo característico de campo experimental.

$N_{\text{méd}}$ (golpes)	$T_{\text{méd}}$ (kgf.m)	$q_c_{\text{méd}}$ (MPa)	$f_s_{\text{méd}}$ (kPa)
—	—	—	—
3	1,4	1,45	22,69
2	3,5	0,72	47,87
3	6,7	0,75	83,38
3	7,2	0,81	89,58
4	9,0	1,07	108,25
6	9,8	1,63	186,24
7	7,9	2,30	242,55
8	6,4	2,96	273,59
11	10,7	3,69	348,68
19	22,2	3,95	347,01
16	24,0	3,87	345,15

**Fig. 67** – Resultados de SPT-T e CPT (Mota, 2003).

### 3.7.2.2 – Ensaios de campo

Vários ensaios de campo foram realizados: sondagens com SPT e SPT-T, ensaios de cone, de dilatômetro, de pressiômetro Ménard e de penetrômetro dinâmico leve. A Tabela 15 apresenta um resumo de toda a campanha de ensaios de campo realizada por Mota (2003). Os ensaios realizados em diferentes épocas do ano (estação chuvosa e seca) tiveram por objetivo avaliar a influência da variabilidade sazonal nos parâmetros geotécnicos dos solos residuais lateríticos do Distrito Federal.

Os resultados obtidos em 5 verticais de sondagens SPT com medida de torque estão apresentados na Figura 68. Os resultados obtidos a partir de 7 verticais de CPT, tanto de resistência de ponta  $q_c$  como de atrito lateral  $f_s$ , estão representados na Figura 69. Estes ensaios foram realizados em estação chuvosa.

Os valores de  $E_D$ ,  $I_D$  e  $K_D$  estão obtidos em uma das campanhas de ensaios dilatométricos realizadas no campo experimental estão mostrados na Figura 70.

Ensaios realizados com o pressiômetro de Ménard forneceram, para uma das três verticais de ensaios realizados, as curvas tensão-deformação apresentadas na Figura 70.

### 3.7.3 – Experiência com fundações

A experiência com fundações está relacionada à realização de provas de carga em estacas de diferentes tipos, ensaiadas não apenas à compressão, como também aos esforços horizontais. As provas de carga foram realizadas tanto no solo natural como inundado. Um resumo das características das estacas e das provas de carga realizadas está apresentado na Tabela 16.

**Tabela 15** – Ensaios de campo realizados (Mota, 2003).

CAMPO EXPERIMENTAL UNB – ASA NORTE		Ensaio	Estação do Ano					
	1ª Campanha	SPT-T (SP1) SPT-T (SP5) CPT (CP1 a CP4) DMT (DM1 a DM3) PMT (PM1) PIT (Estaca 1) PIT (Estaca 4) Prova de carga 1 (Estaca 1) Prova de carga 5 (Estaca 4)	C1 X  X X X  X X	S1        	C2 X     X X	S2        	C3        	S3        
	2ª Campanha	SPT-T (SP3) CPT (CP5 a CP7) DMT (DM4 a DM5) PMT (PM3) PIT DPL (DP1 a DP2) Prova de carga 3 (Estaca 2)		X X X X  X			X     	X     
	3ª Campanha	SPT-T (SP4) CPT (CP8 a CP14) DMT (DM9 a DM12) PIT Prova de carga 6 (Estaca 3)			X X X		X  X	
	4ª Campanha	SPT-T (SP2) CPT (CP15 A CP17) DMT (DM9 A DM12) PMT (PM2) PIT Prova de carga 2 (Estaca 5)		X  X  X		X X  X	X    	
	Poço	Poço 1 Poço 2	X  X					
	C1	Estação chuvosa, dez/1999 a mar/2000			C3	Estação chuvosa, out/2001 a dez/2001		
	S1	Estação seca, jun/2000 a set/2000			S3	Estação seca, agosto/2002		
	C2	Estação chuvosa, out/2000 a mar/2001						
	S2	Estação seca, mai/2001 a ago/2001						
	OBS	Ensaio DP3 realizado na estação chuvosa de novembro/2002						

Foram também realizadas (Sales, 2000) nove provas de carga objetivando avaliar o desempenho de sapatas estaqueadas, comparadas com sapatas e estacas isoladas. Os testes foram realizados tanto na condição natural de umidade do solo, como na condição pré-inundada.

O comportamento de sapatas instrumentadas foi analisado por Sousa (2003), via melhoramento de solos com estacas de compactação (solo-cimento e brita). Foram realizadas várias provas de carga sobre o conjunto sapata/grupos de estacas, isoladamente nas estacas, no solo entre as estacas, e apenas na sapata, sendo os ensaios realizados no solo com umidade natural e previamente inundado.

Provas de carga dinâmicas foram também realizadas (Foá, 2001) e, mais recentemente, tem sido avaliado (Anjos, 2006) o comportamento de grupos de estacas e tubulões isolados carregados verticalmente.

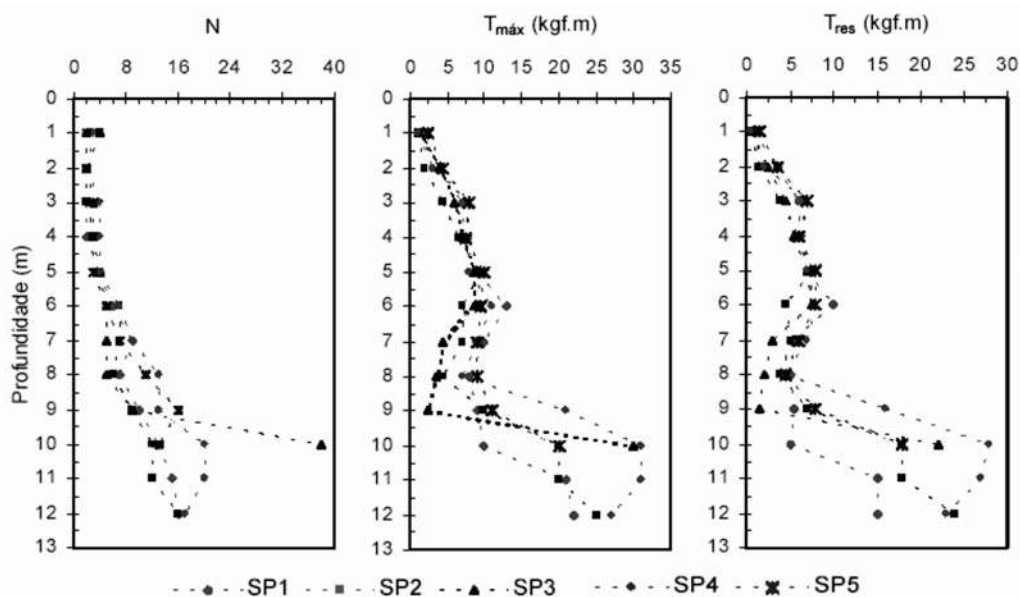


Fig. 68 – Resultados dos ensaios de SPT-T (Mota, 2003).

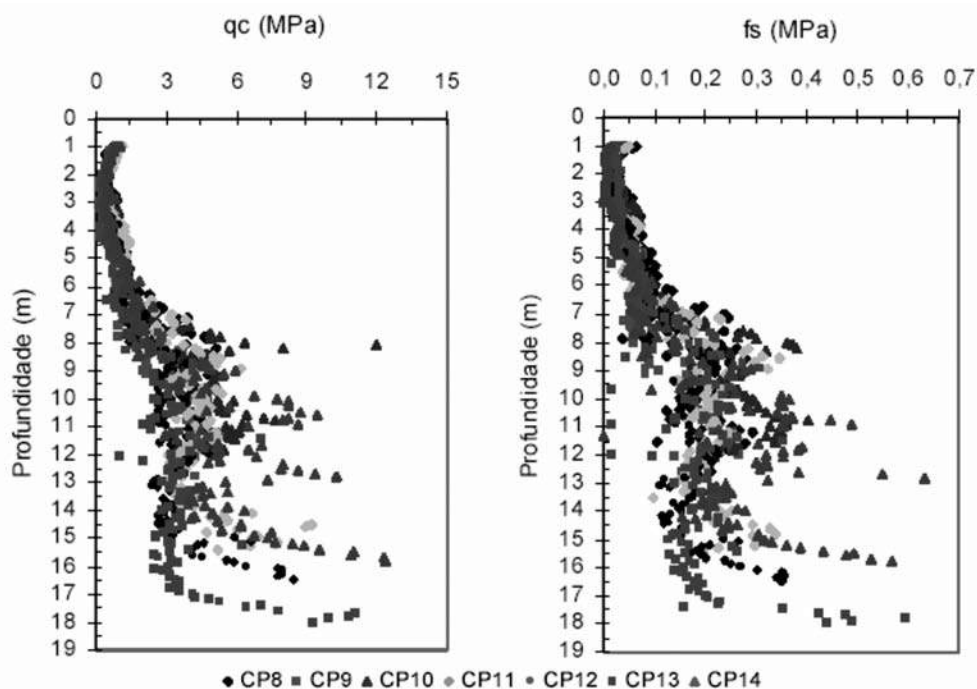


Fig. 69 – Resistência de ponta  $q_c$  e atrito lateral  $f_s$  versus profundidade (Mota, 2003).

Provas de carga em estacas escavadas e tubulões em diferentes épocas do ano foram realizadas (Mota, 2003) para avaliar o desempenho das fundações profundas em solos não saturados, considerando o efeito da sucção.

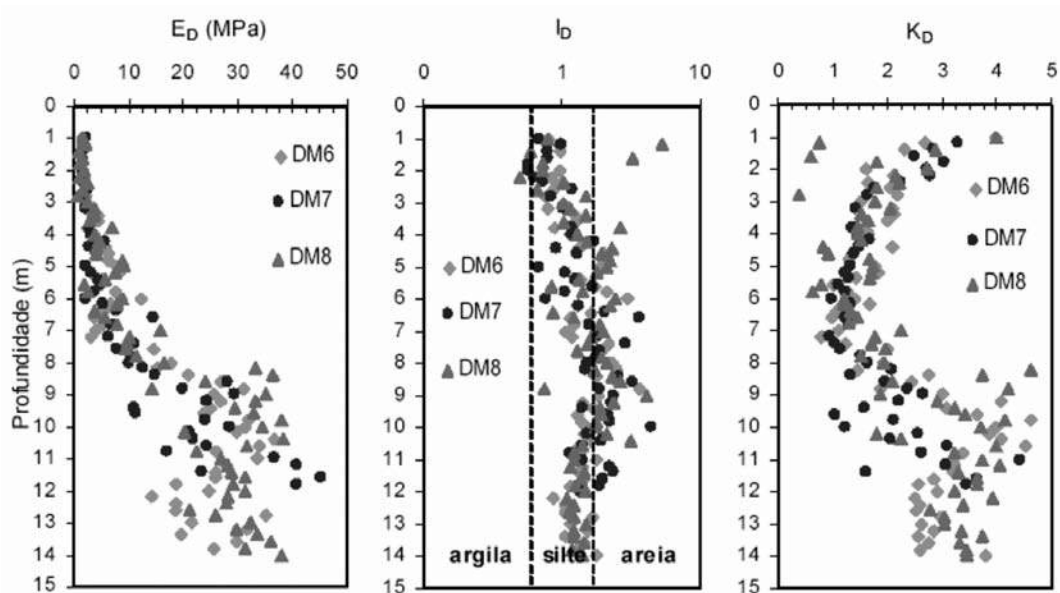


Fig. 70 – Valores de  $E_D$ ,  $I_D$  e  $K_D$  versus profundidade: terceira campanha (Mota, 2003).

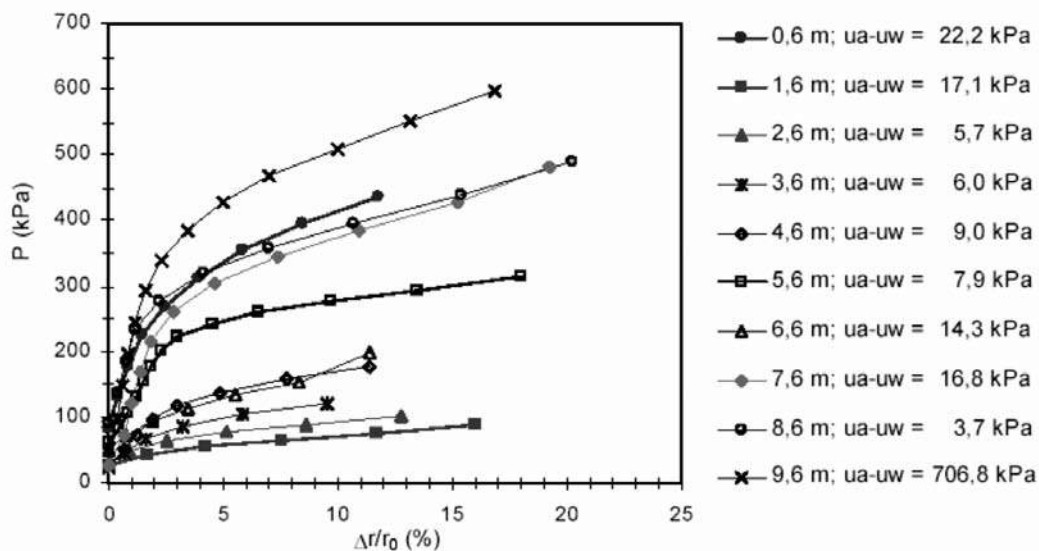


Fig. 71 – Curvas pressiométricas dos ensaios realizados na vertical PM1 (Mota, 2003).

### 3.7.4 – Perspectivas

Está previsto o desenvolvimento das seguintes atividades:

- Ampliação das pesquisas voltadas à caracterização de solos residuais lateríticos por meio de ensaios de campo.

**Tabela 16** – Características das estacas e das provas de carga realizadas (Jardim, 1998).

<b>Estaca/ Forma executiva</b>	<b>Diâmetro (m)</b>	<b>Cota de Assentamento (m)</b>	<b>Data da Prova de Carga</b>	<b>Tipo de Prova de Carga</b>	<b>Nomenclatura</b>
Raiz P = 0 kPa	0,22	10,17	05/06/97	rápida	R4
Raiz P = 200 kPa	0,22	10,10	13/05/97	rápida	R1
Raiz P = 300 kPa	0,22	9,99	26/05/97	rápida	R3
Raiz P = 500 kPa	0,22	10,02	20/05/97	rápida	R2
Escavada com expansor	0,30	8,40	18/06/97	lenta	E5
Escavada Manualmente	0,28	7,90	12/06/97	lenta	E6
Escavada 0 dia	0,30	7,87	05/06/97	lenta	E9
Escavada 5 dias	0,30	8,00	27/05/97	lenta	E8
Escavada 7 dias	0,30	8,00	24/05/97	lenta	E7
Escavada 15 dias	0,30	8,00	13/05/97	lenta	E10
Strauss revestida e apiloada	0,30	8,90	27/05/97	lenta	S2
Strauss revestida e não apiloada	0,30	8,08	17/06/97	lenta	S3
Strauss não revestida e não apiloada	0,30	8,25	21/05/97	rápida	S1
Pré-moldada	0,33	8,40	10/06/97	lenta	SCAC

- Realização de novos ensaios de campo e posterior comparação dos resultados para elaboração de propostas de classificação e determinação de parâmetros geotécnicos dos solos tropicais.
- Realização de novas provas de cargas individuais e em grupo de estacas.
- Análise numérica das provas de carga existentes e de futuras provas de carga na região, levando em conta aspectos intrínsecos do solo local.
- Avaliação da influência da variação da sucção na capacidade de suporte dos solos;
- Realização de ensaios de campo “ambientais” tipo ponteira resistiva, cone de resistividade e cone sísmico.
- Continuidade de estudos de fundações do tipo “radier estaqueado” ou sapata estaqueada de pequenas dimensões.
- Estudos específicos na área de solos tropicais, solos não saturados e fundações, como por exemplo a influência dos argilo-minerais e processos de formação pedogenética no comportamento do material, influência da sucção e de características de ambiente não saturado no comportamento mecânico do solo local, e aspectos como o efeito de carregamento cíclico, horizontal, dinâmico, de grupo, etc. em fundações tipo da região, assentes no solo local.



### 3.8 – Campo experimental da UFPR

#### 3.8.1 – Aspectos geológicos

A região metropolitana de Curitiba situa-se sobre uma bacia sedimentar, que é preenchida em sua maior parte pela Formação Guabirota. Os sedimentos dessa unidade geológica repousam sobre rochas do Complexo Cristalino, constituindo-se principalmente em argilas siltosas ou siltes argilosos. Materiais granulares também se fazem presentes, fato que confere uma razoável diversidade aos solos da Formação Guabirota. A deposição dos terrenos da Formação Guabirota ocorreu entre o Oligoceno-Mioceno e o Pleistoceno.

Os sedimentos da Formação Guabirota tipicamente exibem uma pressão de pré-adensamento, que é superior a 300 kPa, podendo alcançar até 3000 kPa. Frequentemente, NSPT na faixa de 15 a 30 são encontrados logo nos primeiros metros de sondagem. Camadas muito alteradas possuem uma maior proporção de vazios e uma menor consistência. A ação do intemperismo químico tende a tornar variáveis, ao longo da profundidade, a plasticidade e índices físicos.

Os sedimentos argilosos da Formação Guabirota apresentam superfícies polidas (*slickensides*), que seguem um padrão de difícil identificação. Quando se manuseia o solo, essas feições constituem planos de fraqueza que dividem o material em fragmentos centimétricos a decimétricos. Um eventual alívio de pressões efetivas, devido à remoção de camadas de solo, poder ter levado as regiões mais erodidas da bacia a um estado de ruptura passiva, gerando fraturas e, adicionalmente, tensões horizontais elevadas. Mudanças climáticas e variações sazonais do teor de umidade também podem ter contribuído para fraturar o solo. O acúmulo de eventos de deformação ao longo das descontinuidades deixou estrias, visíveis ou não a olho nu, e conferiu uma orientação às partículas (Kormann, 2002).

Enquanto que o sobre-adensamento e ligações diagenéticas elevaram a consistência da matriz argilosa, as descontinuidades reduziram a resistência dos maciços como um todo. Apesar da baixa compressibilidade, as argilas rijas e duras de Curitiba possuem características que tornam frequente a ocorrência de acidentes em obras. Comportamentos inesperados envolvem fundações, escavações e taludes (p. ex. Massad et al., 1981).

#### 3.8.2 – Caracterização geotécnica

A Figura 72 mostra a localização das Áreas 1 e 2 do campo experimental de geotecnia da UFPR, situadas no Centro Politécnico dessa Universidade, que totalizam respectivamente 1300 e 2300 m<sup>2</sup>.

Os perfis geotécnicos das duas áreas apresentam diferenças oriundas de distintos graus de alteração dos sedimentos. Enquanto que o terreno da Área 1 mostra-se pouco intemperizado, nos sedimentos mais superficiais da Área 2 há intensos processos de plintificação e laterização. Face à limitação deste resumo, será dada prioridade aos resultados da Área 1.

##### 3.8.2.1 – Ensaios de laboratório

Ao todo, 28 amostras foram estudadas dentro de um programa que envolveu ensaios de caracterização, adensamento, cisalhamento direto, triaxial e determinações de sucção com papel filtro.

A composição e a estrutura do solo são analisadas com técnicas de difratometria de raios-X e microscopia eletrônica. Curvas características e ensaios de adensamento de solo indeformado e

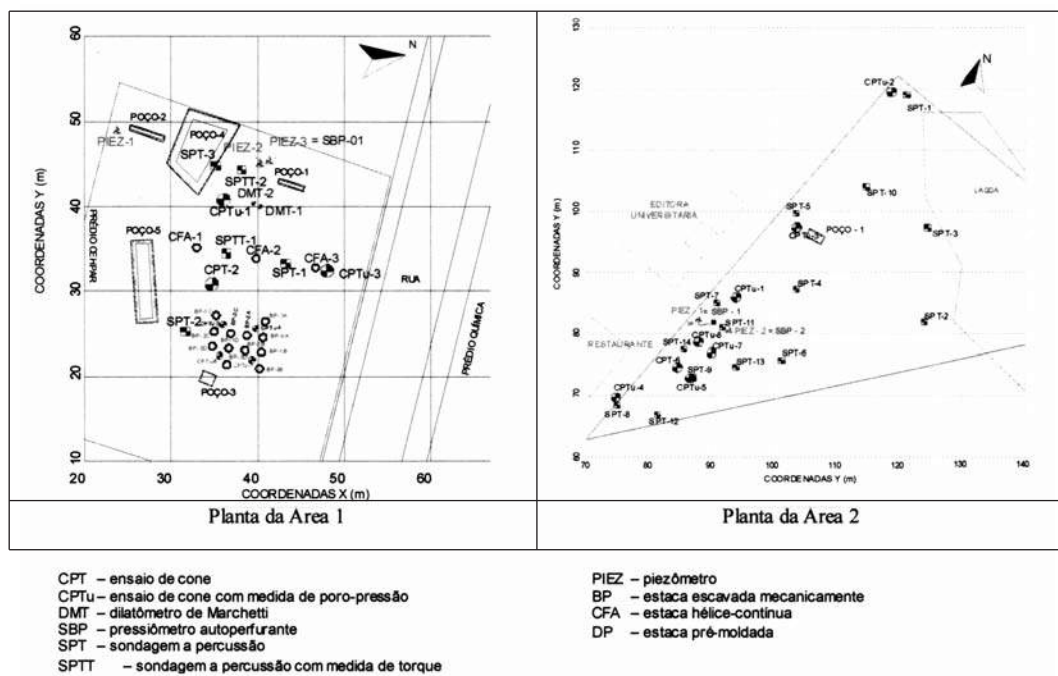


Fig. 72 – Campo experimental de geotecnia da UFPR (Kormann, 2002).

remoldado fornecem dados que auxiliam no entendimento da história de tensões do terreno. Efeitos de escala decorrentes do fraturamento do material foram avaliados com ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, utilizando-se amostras de diferentes dimensões.

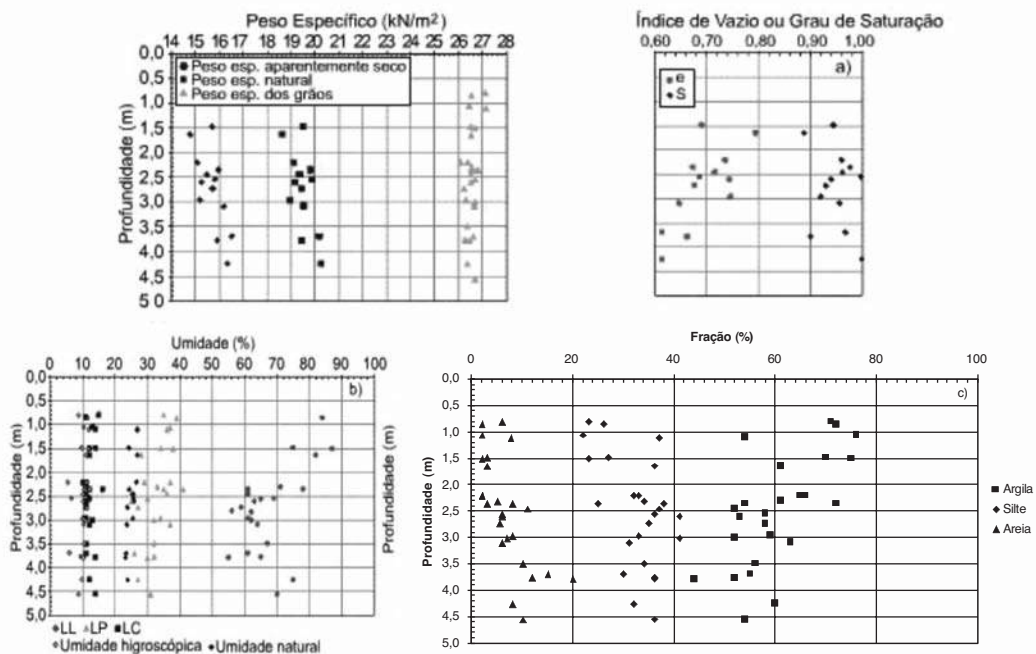
Dados das investigações de laboratório estão resumidos nas Figuras 73 a 77. Informações completas sobre as mesmas e discussão integrada entre dados de campo e laboratório são disponíveis no trabalho de Kormann (2002).

### 3.8.2.2 – Ensaios de campo

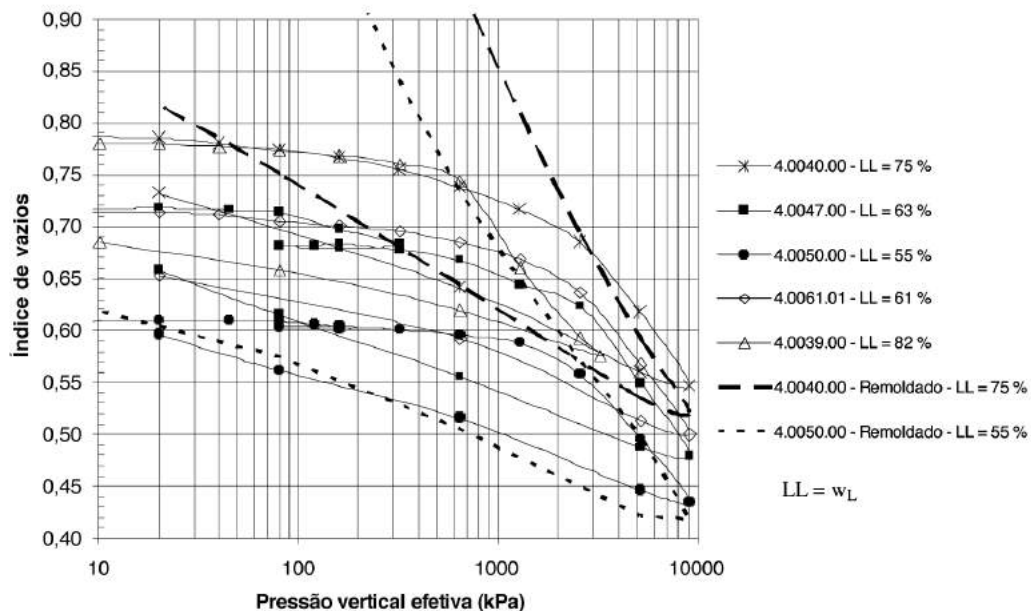
As principais investigações geotécnicas de campo disponíveis no Sítio Experimental da UFPR são as seguintes:

- Poços de coleta de amostras
- Sondagens SPT e SPT-T
- Piezômetros
- Ensaios de Cone
- Ensaios Dilatométricos
- Ensaios com Pressiómetro Autoperfurante.

As Figuras 78 à 84 mostram os principais resultados disponíveis. Uma descrição detalhada de todas as investigações de campo é disponível na tese de Kormann (2002).



**Fig. 73** – Distribuição de propriedades índice no perfil da Área 1: a) peso específico, índice de vazios e grau de saturação; b) limites de consistência e teor de umidade; e c) distribuição granulométrica.



**Fig. 74** – Curvas e x log pressão efetiva – solo indeformado e remoldado.

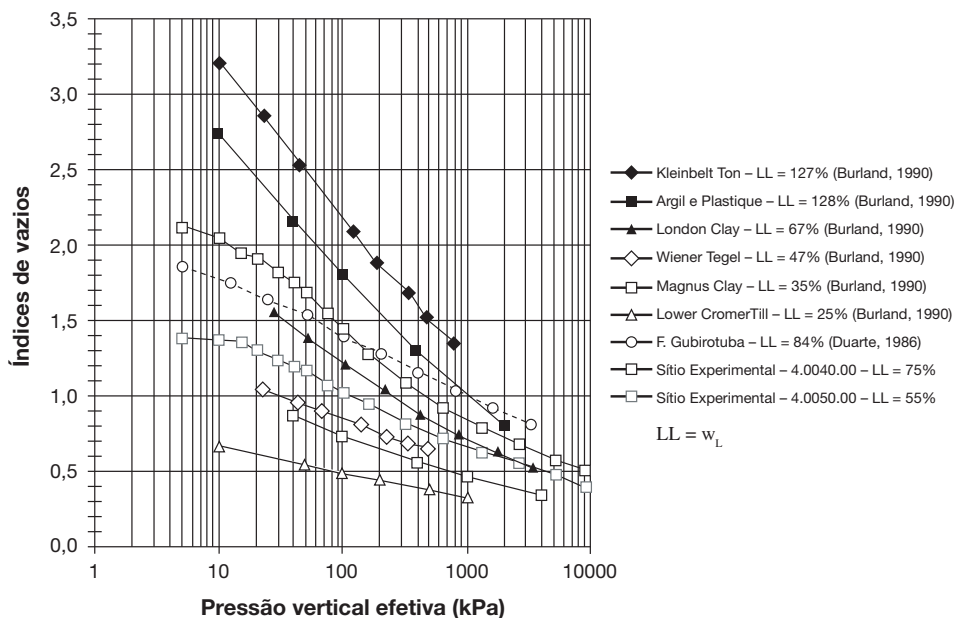


Fig. 75 – Curvas e x log tensão efetiva de solo remoldado: dados da literatura e do campo experimental.

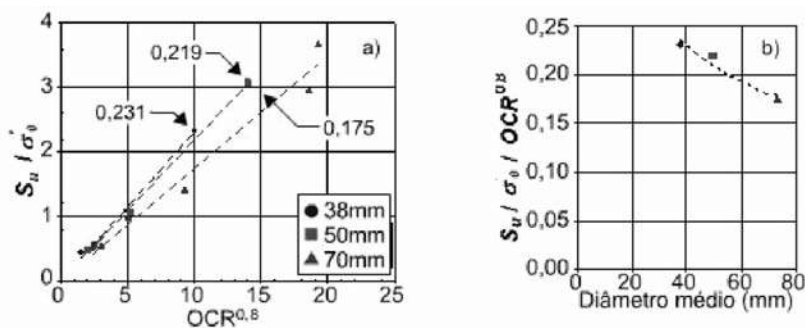


Fig. 76 – Relações entre  $S_u$ , tensão efetiva e OCR – ensaios triaxiais CIU

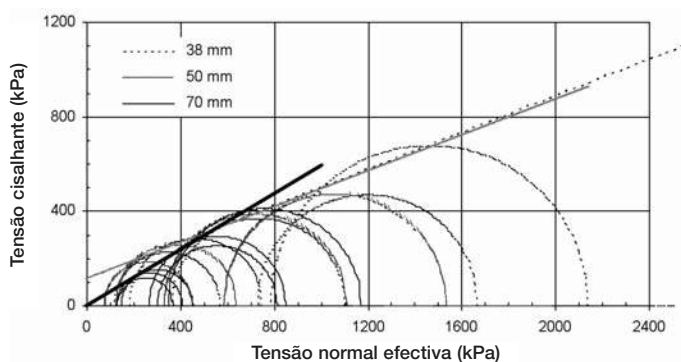


Fig. 77 – Envolvórias de resistência - ensaios triaxiais CIU com amostras de diferentes diâmetros – Área 1 do campo experimental

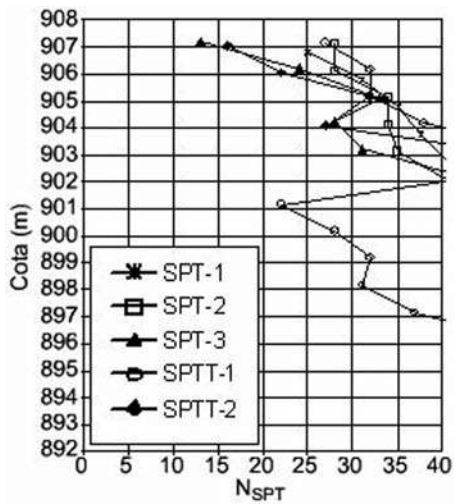


Fig. 78 – Dados das sondagens SPT e SPT-T da Área 1 (Kormann, 2002).

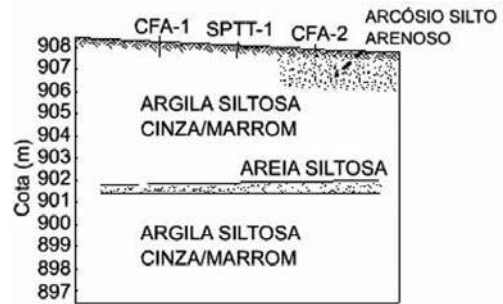


Fig. 79 – Perfil simplificado da Área 1 do campo experimental (Kormann, 2002).

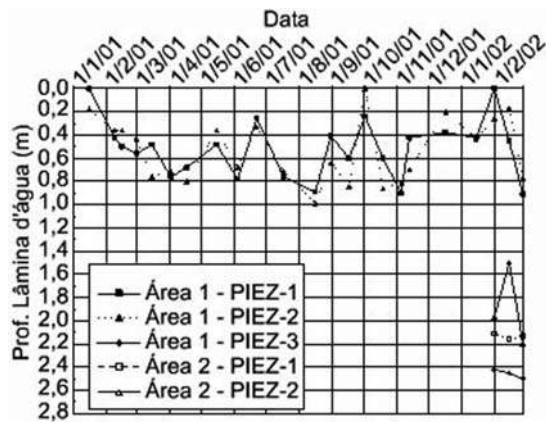


Fig. 80 – Profundidades do nível da coluna d'água nos piezômetros do campo experimental (Kormann, 2002).

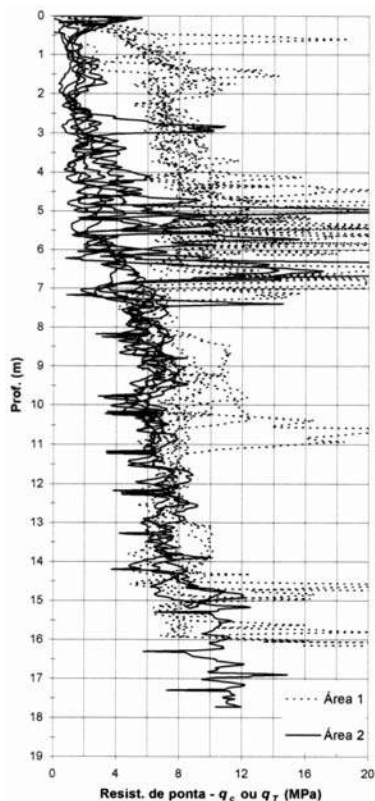


Fig. 81 – Comparação entre as resistências de ponta (CPT) das duas áreas investigadas (Kormann, 2002).

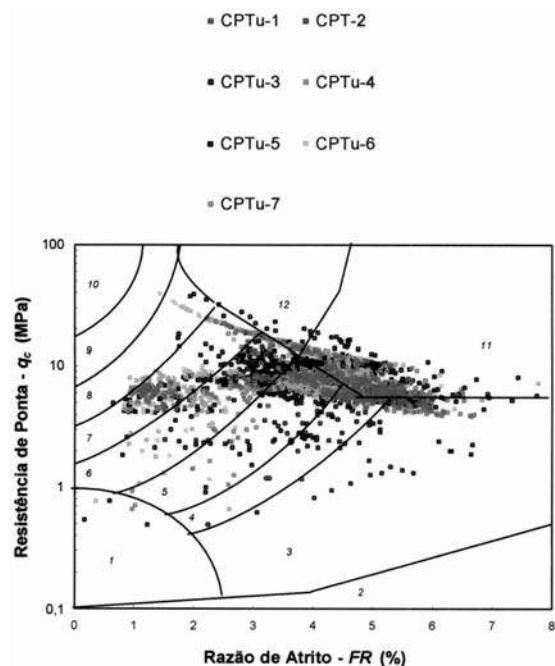


Fig. 82 – Dados dos ensaios de cone da Área 1 no diagrama de Robertson et al. (1986).

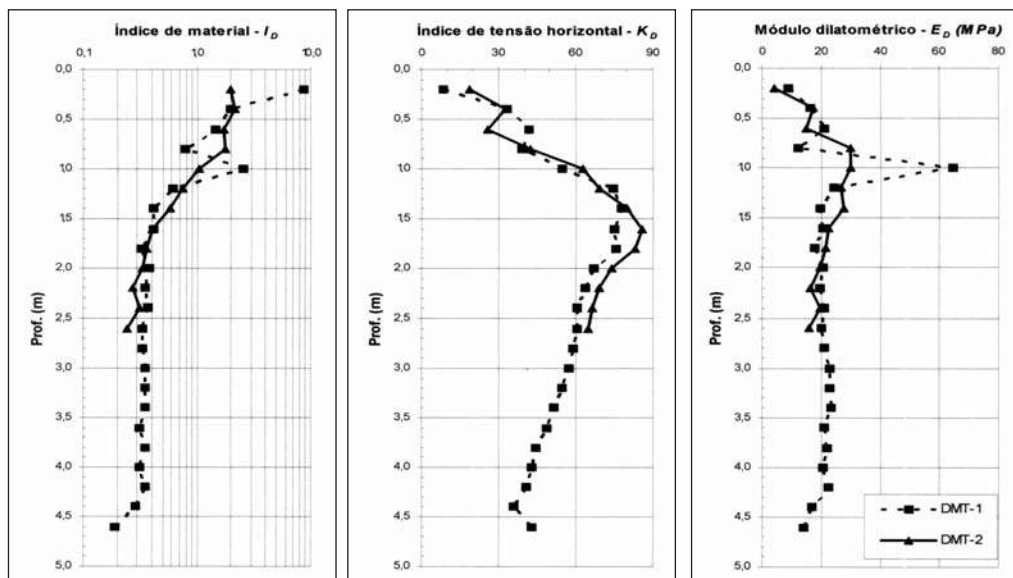
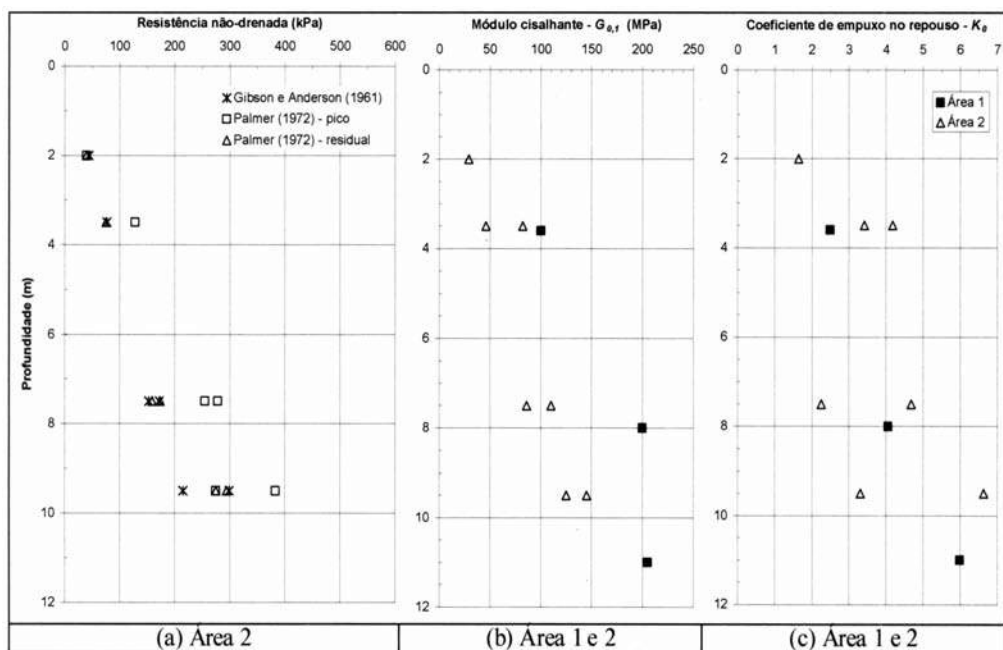


Fig. 83 – Resultados das sondagens DMT-1 e DMT-2 – Área 1 (Kormann, 2002).



**Fig. 84** – (a) Variação de  $S_u$  (pressiômetro autoperfurante); (b) parâmetro de deformabilidade (pressiômetro autoperfurante) para 0,1 % de deformação de cavidade; (c) variação de  $K_0$  com a profundidade (dados de Sampaio Jr, 2003, segundo Kormann, 2002).

### 3.8.3 – Experiência com fundações

A experiência com fundações no campo experimental de geotecnia da UFPR envolve:

- Provas de carga estáticas e dinâmicas em três estacas hélice contínua, com diâmetros de 35 cm e comprimentos variando entre 6 e 8 m. Essas estacas foram instaladas na Área 1. Objetivo dos ensaios: obtenção de dados do comportamento desse tipo de fundação em solos da Formação Guabirotuba.
- Provas de carga dinâmicas em 12 estacas do tipo broca mecânica, com diâmetros de 25, 40 e 60 cm e comprimentos da ordem de 11 m. Objetivos dos ensaios: análise de efeitos de escala no campo.
- Provas de carga dinâmicas em estaca pré-fabricada, com seção de 26 x 26 cm e 9 m de comprimento. Objetivos: estudo de set-up (recuperação de resistências com o tempo).

A seguir, é apresentada uma breve descrição desses três conjuntos de estudos.

#### 3.8.3.1 – Estacas hélice contínua

Kormann et al. (1999a, 1999b, 2000b, 2000c) descrevem estudos conduzidos no campo experimental de geotecnia da UFPR (Área 1), aonde duas estacas com diâmetros de 35 cm e comprimentos perfurados de 600 e 700 cm foram submetidas a ensaios estáticos e dinâmicos (Figura 85).



A estaca CFA-2 apresentou recalques sensivelmente inferiores aos da estaca CFA-1, além de exibir uma carga de ruptura elevada. Os métodos de previsão semi-empíricos mostraram-se conservadores no caso da estaca CFA-2.

Os resultados das provas de carga dinâmicas são apresentados na Figura 86, sob a forma de simulações estáticas, obtidas com o programa CAPWAP.

Na estaca CFA-1, a energia dos três primeiros golpes não foi suficiente para que fosse mobilizada a resistência máxima obtida no ensaio estático. Na estaca CFA-2, capacidades mais altas foram alcançadas já no início dos ensaios dinâmicos.

Com relação à diferença de comportamento entre os dois elementos, os autores observaram que, nos ensaios dinâmicos, o atrito lateral da estaca CFA-2 resultou significativamente maior que o da estaca CFA-1. Consequentemente, a hipótese da influência da pressão de injeção não pode ser descartada.

### 3.8.3.2 – Estacas tipo broca mecânica

As diferentes fraturas presentes no terreno da Área 1 exerceram uma importante influência nos ensaios de resistência conduzidos na pesquisa. No campo, os estudos de efeitos de escala envolveram estacas escavadas com trado mecânico, sem revestimento ou lama bentonítica, solução usual de fundação na região de Curitiba. Três diâmetros nominais foram utilizados: 25, 40 e 60 cm. O comprimento adotado para os elementos situou-se entre 11,0 e 11,5 m. Um total de doze estacas foi executado e submetido a provas de carga dinâmicas. Para se obter subsídios adicionais na interpretação das parcelas de resistência do atrito lateral e da ponta, seis estacas tiveram um disco de isopor posicionado sob a ponta. O peso específico do concreto das estacas resultou em média 21,6 kN/m<sup>3</sup>.

Os ensaios dinâmicos utilizaram um martelo de queda-livre com 49 kN ( $\approx 5$  tf) de peso do pilão. A instrumentação, composta por acelerômetros e transdutores de deformação, foi monitorada com um analisador de cravação de estacas (PDA). Os resultados das análises indicaram que, no carregamento dinâmico, a presença de isopor acentuou discretamente as reflexões de tração na ponta das estacas, mas uma parcela significativa de resistência foi mobilizada. Nas estacas convencionais (sem isopor) também ocorreram mobilizações significativas da resistência de ponta. No caso do atrito lateral, pequenos deslocamentos permanentes (negas) – da ordem de 1,5 mm por golpe – foram suficientes para mobilizar integralmente as resistências na interface solo-estaca.

A Figura 87a mostra que o atrito lateral das estacas de 25 e 40 cm de diâmetro nominal é elevado, tendendo a se situar próximo ao limite superior das estimativas de capacidade de suporte, representado pelas avaliações baseadas na resistência não-drenada do pressiômetro autoperfurante. Nas estacas de 60 cm, o atrito lateral posiciona-se entre as previsões efetuadas a partir dos dados do SPT e da resistência não-drenada.

A resistência de ponta mobilizada nas estacas convencionais é representada na Figura 87b, tendo-se considerado o diâmetro nominal. Neste caso, os três métodos de estimativa da capacidade de suporte indicam resistências semelhantes, sendo que os procedimentos baseados no SPT e resistência não-drenada resultam praticamente idênticos, definindo o limite superior das previsões.

Quando se analisa a resistência total dos ensaios (Figura 87c), a preponderância do atrito lateral em relação à resistência de ponta faz com que a tendência dos dados seja semelhante à da Figura 87a. Os resultados de análises CAPWAP mostraram uma redução do atrito lateral unitário com o

aumento do diâmetro das estacas, o que caracteriza um efeito de escala. De um modo geral, as capacidades de suporte mobilizadas nos ensaios dinâmicos resultaram elevadas. Nas estacas convencionais (sem isopor) de 25 cm de diâmetro nominal, as resistências totais situaram-se entre 1487 e 1607 kN. Nos elementos de 40 cm de diâmetro, foram mobilizadas capacidades de 2813 a 3288 kN; em uma estaca de 60 cm de diâmetro obteve-se 3782 kN. Esses resultados são compatíveis com estimativas efetuadas a partir das resistências não-drenadas do pressiômetro autopercussor, mas superiores às avaliações com procedimentos semi-empíricos baseados no SPT e CPT.

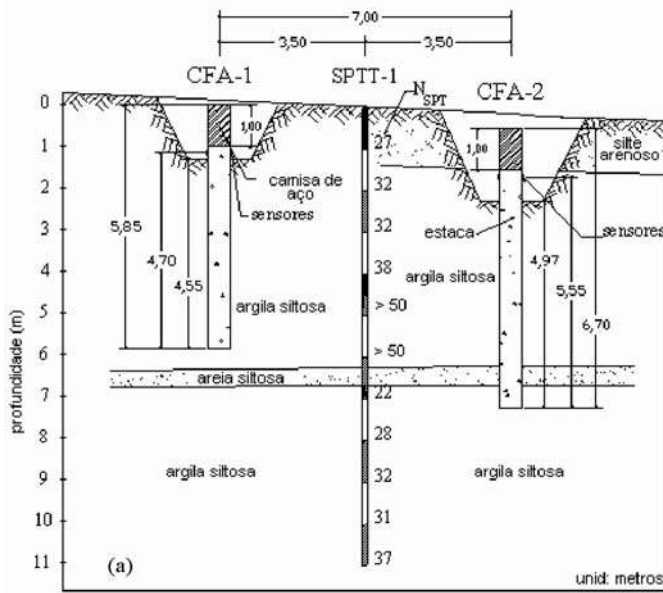


Fig. 85 – Perfil geotécnico e arranjo das estacas hélice-contínua por ocasião dos ensaios dinâmicos no campo experimental de geotecnia da UFPR – Área 1 (Kormann et al., 2000b).

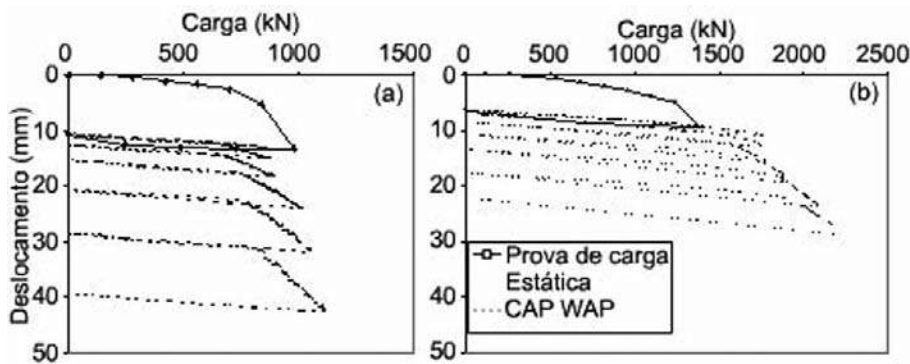


Fig. 86 – Resultados das provas de carga estáticas e das simulações do programa CAPWAP, para as estacas CFA-1 (a) e CFA-2 (b) (Kormann et al. 2000b; 2000c).

Os ensaios dinâmicos utilizaram um martelo de queda-livre com 49 kN ( $\approx 5$  tf) de peso do pilão. A instrumentação, composta por acelerômetros e transdutores de deformação, foi monitorada com um analisador de cravação de estacas (PDA). Os resultados das análises indicaram que, no

carregamento dinâmico, a presença de isopor acentuou discretamente as reflexões de tração na ponta das estacas, mas uma parcela significativa de resistência foi mobilizada. Nas estacas convencionais (sem isopor) também ocorreram mobilizações significativas da resistência de ponta. No caso do atrito lateral, pequenos deslocamentos permanentes (negas) – da ordem de 1,5 mm por golpe – foram suficientes para mobilizar integralmente as resistências na interface solo-estaca.

A Figura 87a mostra que o atrito lateral das estacas de 25 e 40 cm de diâmetro nominal é elevado, tendendo a se situar próximo ao limite superior das estimativas de capacidade de suporte, representado pelas avaliações baseadas na resistência não-drenada do pressômetro autoperfurante. Nas estacas de 60 cm, o atrito lateral posiciona-se entre as previsões efetuadas a partir dos dados do SPT e da resistência não-drenada. A resistência de ponta mobilizada nas estacas convencionais é representada na Figura 87b, tendo-se considerado o diâmetro nominal. Neste caso, os três métodos de estimativa da capacidade de suporte indicam resistências semelhantes, sendo que os procedimentos baseados no SPT e resistência não-drenada resultam praticamente idênticos, definindo o limite superior das previsões.

Quando se analisa a resistência total dos ensaios (Figura 87c), a preponderância do atrito lateral em relação à resistência de ponta faz com que a tendência dos dados seja semelhante à da Figura 87a.

Os resultados de análises CAPWAP mostraram uma redução do atrito lateral unitário com o aumento do diâmetro das estacas, o que caracteriza um efeito de escala. De um modo geral, as capacidades de suporte mobilizadas nos ensaios dinâmicos resultaram elevadas. Nas estacas convencionais (sem isopor) de 25 cm de diâmetro nominal, as resistências totais situaram-se entre 1487 e 1607 kN. Nos elementos de 40 cm de diâmetro, foram mobilizadas capacidades de 2813 a 3288 kN; em uma estaca de 60 cm de diâmetro obteve-se 3782 kN. Esses resultados são compatíveis com estimativas efetuadas a partir das resistências não-drenadas do pressômetro autoperfurante, mas superiores às avaliações com procedimentos semi-empíricos baseados no SPT e CPT. Informações detalhadas e uma discussão aprofundada dos ensaios apresentados neste item estão disponíveis em Kormann (2002).

#### 3.8.3.3 – Estaca pré-fabricada de concreto

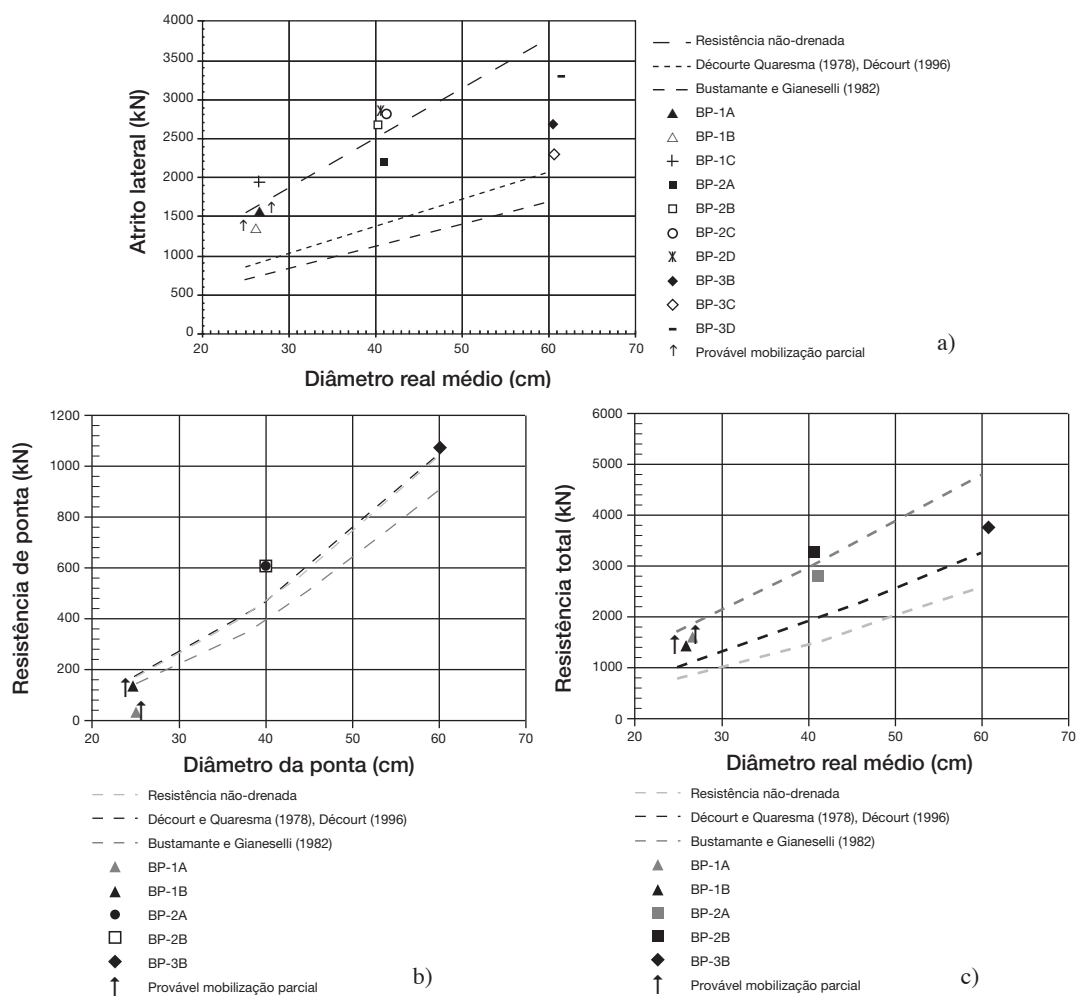
Neste estudo específico (Kormann et al., 2000), uma estaca de concreto protendido, com seção de 26 x 26 cm, foi cravada 9,0 m na Área 2 do campo experimental. A estaca foi submetida a três provas de carga dinâmicas, ao final da cravação e em duas recravações.

Ao final da cravação, a resistência mobilizada do solo era igual a 616 kN. Após um tempo de repouso de 113,5 horas, a resistência passou para 767 kN, com um fator de set-up de 1,25. Transcorridos 12 dias da cravação inicial da estaca, a resistência máxima mobilizada resultou 824 kN. O fator de set-up para esse período foi igual a 1,34. A resistência obtida nesse evento mostrou-se compatível com a média de procedimentos semi-empíricos usuais de avaliação da capacidade de carga.

#### 3.8.4 – Perspectivas

No curto prazo, as próximas etapas de investigação geotécnica no campo experimental de geotecnica da UFPR incluem uma ampla campanha envolvendo métodos geofísicos e a execução de ensaios de placa. Em laboratório, a disponibilidade de novos equipamentos triaxiais permitirá avançar no entendimento de efeitos de escala, com o emprego de amostras de grandes dimensões.

Quanto a fundações, os trabalhos futuros envolvem a execução de provas de carga estáticas nos elementos ainda não ensaiados com esse tipo de carregamento. Também está previsto um estudo específico através de métodos de verificação de integridade de estacas moldadas *in loco*.



**Fig. 87** – a) Atrito lateral das estacas analisadas; b) Resistência de ponta das estacas convencionais (sem isopor); c) Resistência total das estacas convencionais (sem isopor).

### 3.9 – Campo experimental da UEL

#### 3.9.1 – Aspectos geológicos

A geologia da região de Londrina é caracterizada por extensos derrames de basalto da Formação Serra Geral, ou seja, na área central da Bacia Sedimentar do Paraná e o solo sobrejacente à rocha é de origem residual.

O perfil geotécnico característico é constituído por um horizonte superficial evoluído (horizonte B), bastante poroso e com fortes características de solo laterítico, com cerca de 10 m de espessura, seguido de um horizonte com características de solo residual, com estrutura “reliquiar” do basalto, inicialmente em grau muito leve a moderado, ficando mais evidente com a profundidade. Finalmente, está presente o horizonte de rocha alterada, com graus de alteração decrescentes com a profundidade, sobrejacente à rocha sã.

### 3.9.2 – Caracterização geotécnica

As investigações do subsolo se constituíram em ensaios em laboratório e de campo, que serão descritos a seguir.

#### 3.9.2.1 – Ensaios de laboratório

Os ensaios em laboratório se constituíram em ensaios de caracterização (índices físicos, granulometria e plasticidade) e ensaios de propriedades de comportamento (compressibilidade e resistência ao cisalhamento).

A campanha de sondagem de simples reconhecimento, com SPT-T, indicou a existência de três estratos principais. A Tabela 17 mostra a média dos índices físicos por estratos, a partir das amostras coletadas nas sondagens.

O primeiro estrato representa o horizonte B e é resultado de um intenso intemperismo sofrido pelo basalto, apresentando fortes características de solo laterítico, provocadas pelo processo de lixiviação. Este processo é responsável por originar solos bem drenados, com elevado volume de vazios, baixa massa específica aparente e provavelmente elevada permeabilidade, em consequência da estrutura macroporosa e microporosa, características estas de solo laterítico, segundo a classificação MCT (Cozzolino e Nogami, 1993).

**Tabela 17** – Propriedades índices do solo do campo experimental da UEL.

Valores médios	Estrato 1 0 a 12 m	Estrato 2 12 a 16 m	Estrato 3 16 a 21 m
w (%)	33	39	48
w <sub>L</sub> (%)	61	67	74
w <sub>p</sub> (%)	45	50	53
I <sub>p</sub> (%)	16	17	21
Argila (%)	81	75	69
Silte (%)	12	14	17
Areia fina (%)	7	11	15
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	30,58	30,66	31,01
Consistência	Mole/Média	Rija	Rija a Dura
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,0	16,0	–
Índice de vazios	2,0	1,42	–
Porosidade (%)	66	59	–

Verifica-se que o primeiro estrato apresenta as principais condições para a ocorrência do fenômeno do colapso que são: baixa massa específica natural, baixo teor de umidade e porosidade elevada. Lopes (2002) comprovou o comportamento colapsível, para certos níveis de tensão aplicada, até a profundidade de 5 m, por meio de ensaios edométricos.

A composição química e a estrutura do solo estudado foram avaliadas a partir de um trabalho científico publicado por Rocha et al. (1991). A mineralogia descrita por estes autores e tomada como representativa do perfil estudado, revela que as argilas presentes neste solo apresentam caulinita, gibsitita e vermiculita em sua composição, com predomínio do primeiro mineral. Foi encontrado, também, óxido de ferro sob a forma de hematita como importante constituinte da fração argila.

A maioria dos ensaios de laboratório foi feita em amostras deste estrato e os resultados obtidos estão apresentados a seguir.

Para a determinação das curvas granulométricas do primeiro estrato, foram coletadas amostras indeformadas de metro em metro, em um poço de inspeção, até 6 m de profundidade, sob as quais foram realizados ensaios em laboratório. Estes ensaios foram feitos segundo a norma brasileira NBR 7181 (1984), com hexametáfosfato de sódio. Em algumas ocasiões também foram feitos ensaios sem o uso do defloculante, visando identificar a granulometria aproximada do solo in situ.

A Figura 88 mostra o gráfico com os resultados, onde pode ser observada a diferença significativa entre as curvas obtidas com e sem o uso do defloculante.

As determinações feitas usando-se o hexametáfosfato de sódio resultaram em cerca de 85% de partículas de argila e 11% de silte. Para as determinações feitas sem defloculante, estes percentuais resultaram em cerca de 25% de argila e 60% de silte, o que mudaria, substancialmente, a classificação do primeiro estrato.

Assim, o solo que é classificado como uma argila siltosa, passaria a ser classificado como um silte argiloso. Estas características também foram encontradas por diversos pesquisadores, Arak (1997) e Peixoto et al. (2001), convergindo na ocorrência de microagregações de argila, com granulometria semelhante às de silte ou até mesmo de areia, quando em seu estado natural.

Os parâmetros de compactação peso específico seco máximo e umidade ótima ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ,  $w_{\acute{o}t}$ ), o índice de suporte Califórnia (CBR) e expansão do solo do horizonte B (profundidade de 2 m) foram determinados para a energia normal, segundo a NBR 7182 (1988). A Tabela 18 apresenta o resumo dos parâmetros obtidos pelos ensaios.

Foram realizados ensaios de adensamento em amostras indeformadas, com e sem saturação, das profundidades de 1 a 7 m, do primeiro estrato do perfil do solo do campo experimental, ou seja, do solo classificado como argila porosa, vermelha, de consistência mole a média, colapsível e laterítica.

A Tabela 19 mostra a tensão vertical, a tensão de pré-adensamento ( $\sigma_p$ ) e índice de compressão das amostras ensaiadas, com e sem saturação. Também estão apresentadas nesta tabela as tensões geostáticas e, por meio dessas e das tensões de pré-adensamento, nota-se que o solo, das profundidades estudadas, pode ser classificado como pré-adensado, pois os valores de OCR são maiores que 1.

Foi feita a avaliação do comportamento colapsível do solo deste horizonte, através da execução de ensaios edométricos em corpos de prova ensaiados no teor de umidade natural e com inundação, para vários níveis de carregamento. A análise dos resultados indicou que o solo apresenta comportamento colapsível para certos níveis de tensão e o índice de subsidência varia para a mesma profundidade, em função do nível de tensão em que se faz a inundação, assim como o teor de umidade está estreitamente relacionado com o colapso.

A Figura 89 mostra os valores de  $R_w$  (índice de subsidência) com a tensão do estágio de carregamento em que houve a inundação do corpo de prova, para as profundidades investigadas. O solo pode ser classificado como colapsível ao nível das tensões de inundação para as quais apresenta índices de subsidência superiores a 2%. Os resultados dos ensaios realizados com corpos de prova provenientes da profundidade de 2 m apontam no sentido da grande influência do teor de umidade inicial no comportamento colapsível do solo. Para os corpos de prova inundados no estágio de tensão final de 1280 kPa, verificou-se que, quando estes foram secos por 24 horas, com uma queda de nove pontos percentuais no teor de umidade, o índice de subsidência passou a ser de apro-

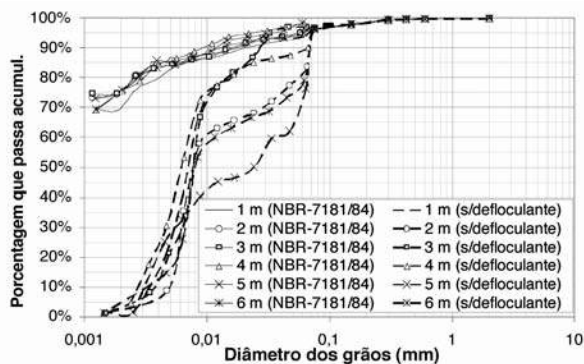


Fig. 88 – Curvas granulométricas com e sem defloculante (amostras até 6m).

Tabela 18 – Parâmetros de compactação

Proctor Normal	
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,33
w <sub>ót</sub> (%)	32
CBR (%)	24

Tabela 19 – Parâmetros de adensamento.

Prof.	$\sigma_v$ (kPa)	Amostra saturada		Amostra na w <sub>nat</sub>	
		$\sigma_a$ (kPa)	c <sub>c</sub>	$\sigma_a$ (kPa)	c <sub>c</sub>
1 m	14	46	0,66	61	0,68
2 m	27	51	0,66	75	0,70
3 m	41	78	0,56	80	0,20
4 m	55	75	0,53	92	0,23
5 m	69	90	0,56	110	0,48
6 m	99	130	0,50	120	0,54
7 m	105	150	0,37	210	0,40

ximadamente 23%, contra um índice de subsidência de 0,6% dos corpos de prova inundados no mesmo estágio de pressão, mas ensaiados na umidade de moldagem de 35%.

Foram determinadas as curvas características de sucção, referentes a amostras provenientes de profundidades de 4 e 6 m, da estrato de argila siltosa, porosa, laterítica e colapsível (horizonte B). Essas curvas foram determinadas em amostras indeformadas, utilizando o Aparelho de Richards (câmara de sucção).

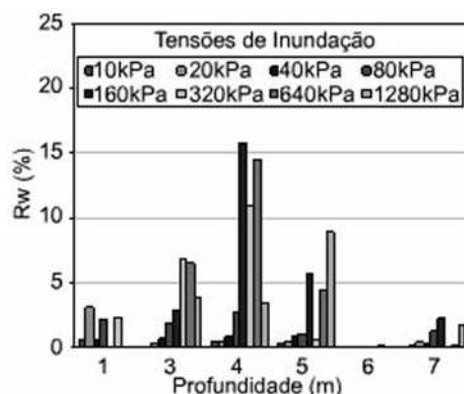


Fig. 89 – Variação do índice de subsidência.



O formato das curvas obtidas (Figura 90) se apresentou como típico de solos granulares, com distribuição dos poros mal graduada, confirmando o comportamento granular do solo da região que, apesar de possuir textura de solo fino, apresenta uma estrutura agregada, típica de solos tropicais.

Foram realizados ensaios triaxiais do tipo CU em amostras indeformadas retiradas das profundidades de 3 m, 6 m e 9 m, com tensões confinantes de 50, 200 e 400 kPa. Dos resultados dos índices físicos destas amostras, pode-se considerar que pertencem à mesma formação e apresentam as mesmas características físicas e morfológicas do solo do campo experimental. Portanto, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dessas amostras podem ser representativos. As tensões confinantes de 200 e 400 kPa, usadas nos ensaios, ultrapassaram as tensões de pré-adensamento das amostras e, por isso, o intercepto de coesão foi tomado como zero. A Tabela 20 mostra os ângulos de atrito totais para as 3 profundidades ensaiadas.

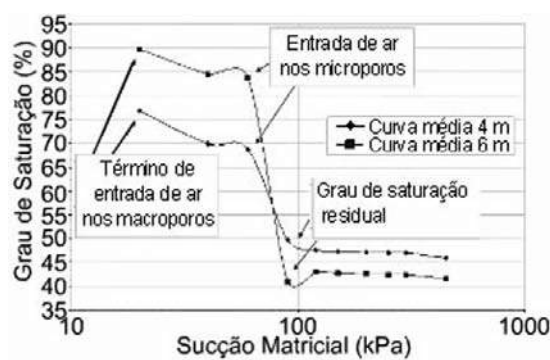


Fig. 90 – Curvas características de sucção médias para profundidades de 4 m e 6 m.

Tabela 20 – Ângulo de atrito do solo (ensaios CU).

Profundidade	Ângulo de atrito total, $\phi$
3 m	26,5°
6 m	25,0°
9 m	29,0°

### 3.9.2.2 – Ensaios de campo

As investigações in situ se constituíram na abertura de dois poços de inspeção e coleta de amostras indeformadas, 14 furos de sondagem SPT-T, 14 furos de DPL, 2 furos de DPSH, 2 ensaios CPT e 2 DMT e um ensaio de permeabilidade *in situ*.

A Figura 91 mostra o perfil obtido a partir da campanha de sondagens SPT-T enquanto a Figura 92 apresenta os resultados de todos os ensaios realizados. Resultados dos ensaios de permeabilidade são mostrados na Figura 93.

### 3.9.3 – Experiência com fundações

Foram executadas e ensaiadas, através de provas de carga, estacas dos tipos hélice contínua monitoradas (HCM), brocas manuais, trado mecânico e apiloadas, as quais são detalhadas a seguir.

#### 3.9.3.1 – Estacas HCM e escavadas com trado mecânico (reações)

Foram executadas três estacas hélice contínua monitoradas e oito reações, do tipo trado mecânico, em forma de cruz. Foram ensaiadas duas estacas HCM à compressão e quatro das suas reações com carregamento horizontal.

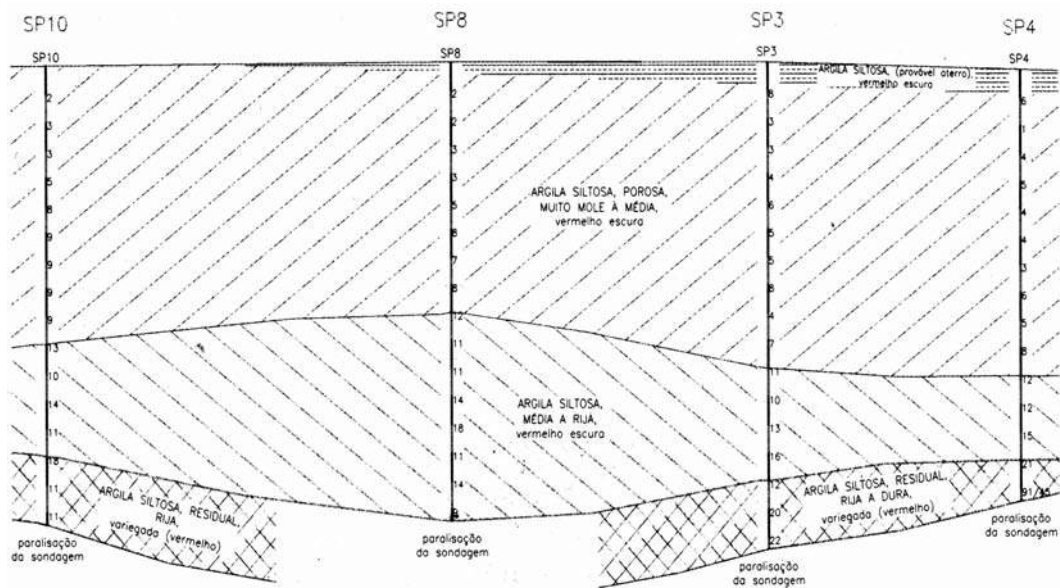


Fig. 91 – Perfil obtido através das sondagens de simples reconhecimento com SPT-T.

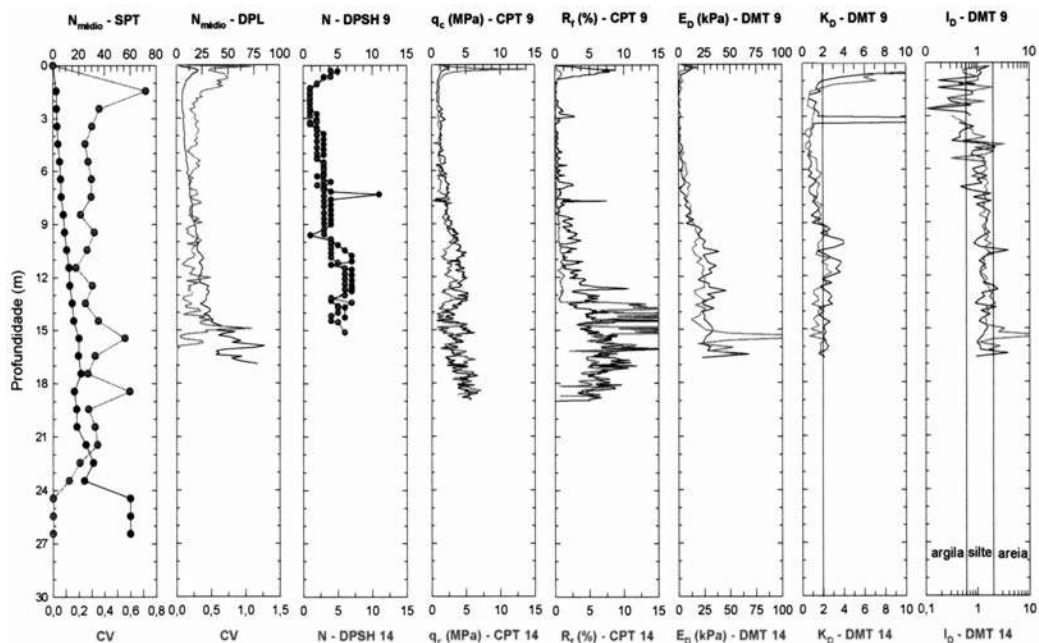


Fig. 92 – Resultados dos ensaios de campo realizados no campo experimental da UEL.

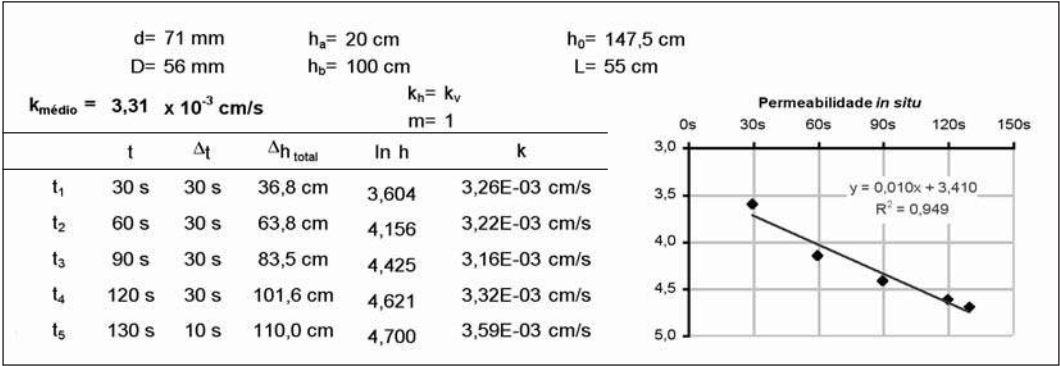


Fig. 93 – Resultado do ensaio de permeabilidade *in situ*.

Foram feitas provas de carga estáticas (PCEs) à compressão, com carregamento misto, nas estacas HCM2 e HCM3 (diâmetro D=40 cm, comprimento l=12 m, concreto f<sub>ck</sub> = 20 MPa). A Figura 94 e a Tabela 21 apresentam os resultados desses ensaios.

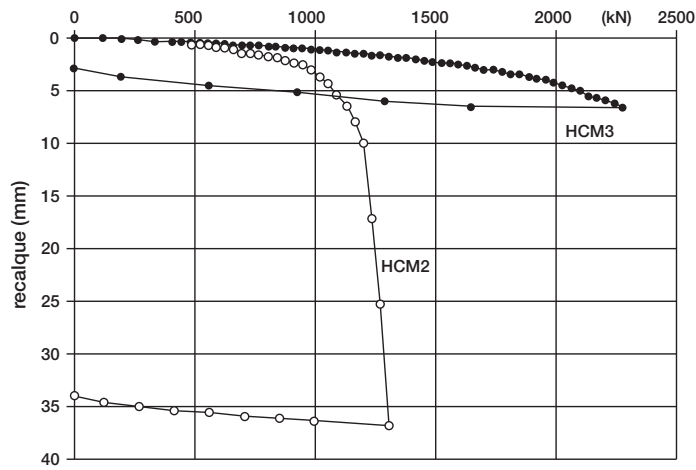


Fig. 94 – PCEs nas estacas HCM2 e HCM3.

Nas estacas escavadas com trado mecânico (D=30 cm, l=12 m, concreto 15 MPa), foram feitas provas de carga estáticas (PCEs) horizontais nas reações R3↔R4, R6↔R7 e R7↔R4, reagindo, respectivamente, entre si. Foi utilizado carregamento rápido, nas condições sem e com inundação (Figura 95 e Tabela 22).

### 3.9.3.2 – Brocas manuais

Foram feitas PCEs em estacas broca manuais com D=25 cm, de concreto moldado in situ, com comprimentos de 3 e 6 m e de solo-cimento com comprimento de 3 m. As estacas foram ensaiadas com carregamento misto, nas condições sem e com inundação. Um exemplo dos resultados é apresentado na Figura 96. A Tabela 23 resume todos os resultados.

Tabela 21 – Resumo das PCEs nas HCMs.

Estaca	D <sub>nominal</sub> (cm)	l (m)	R <sub>u</sub> (kN)	
			Décourt (1996)	PCE
HCM2	40	12	584	1273
HCM3	40	12	584	2464

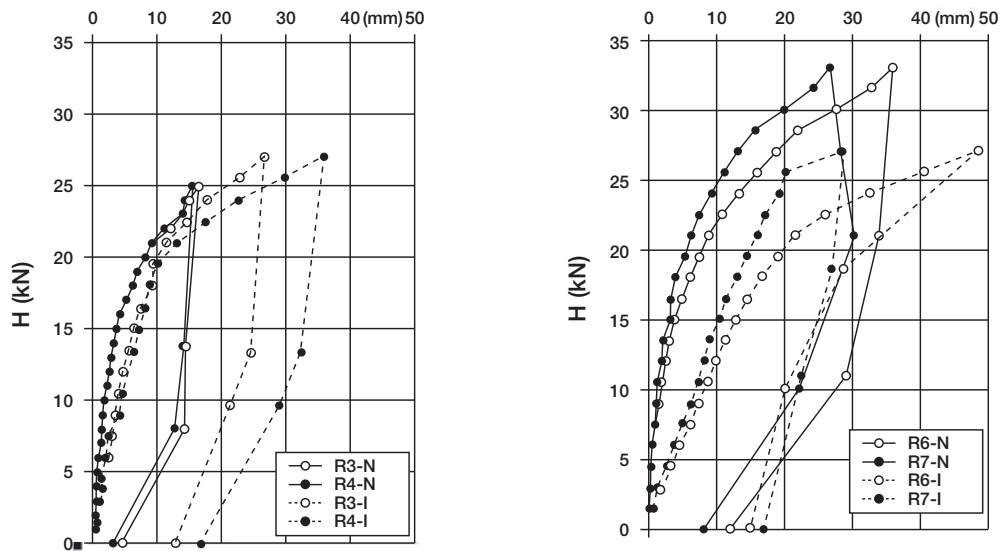


Fig. 95 – PCEs horizontais nas estacas R3↔R4 e R6↔R7 (sem e com inundação).

Tabela 22 – Resumo das PCEs (BM D=25 cm).

Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	Material	R <sub>Umédia</sub> (kN)
Sem inundação	BM	25	6	Concreto	118
	BM	25	3	Concreto	49
	BM	25	3	Solo-cimento	60
Com inundação	BM	25	6	Concreto	78
	BM	25	3	Concreto	22
	BM	25	3	Solo-cimento	29

Para a verificação do efeito do diâmetro, foi feita uma outra campanha com PCEs em estacas broca manuais com as mesmas características anteriores e com D=20 cm. Estas estacas também foram ensaiadas com carregamento misto, nas condições sem e com inundação (Figura 97 e Tabela 24).

3.9.3.3 – Estacas escavadas com trado mecânico

Para o estudo do comportamento de estacas escavadas a seco com trado mecânico, foi ensaiado um grupo de 12 estacas, através de provas de carga dinâmicas (PCDs). O equipamento de cravação utilizado foi um bate-estacas, dotado de um guincho elétrico, com embreagem, projetado e

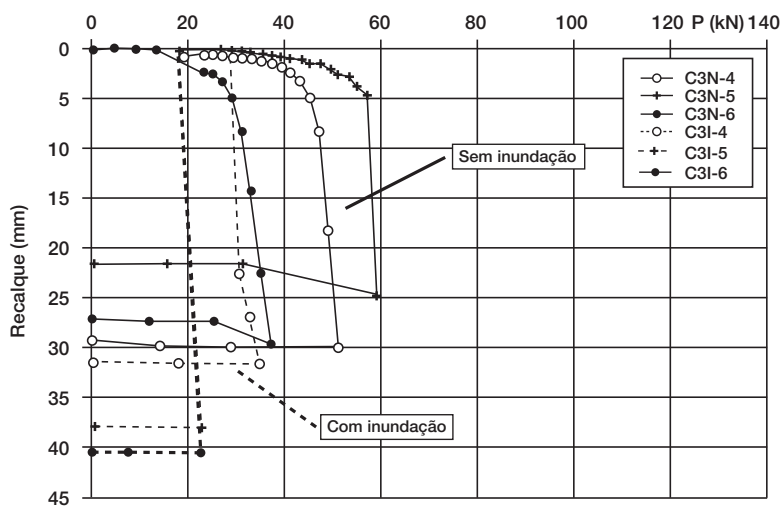


Fig. 96 – Estacas BM D=25 cm, l=3m, de concreto.

Tabela 23 – Resumo das PCEs horizontais nas reações das HCM.

Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	Armadura		$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$H_u$ (kN)	FS	$H_{adm}$ (kN)
				Longitudinal	Transversal				
Sem inundação	R4	30	12	8 barras de	Estribos quadrados D=8 mm	6800	27	2,0	15
	R3	30	12	D=16 mm			27		
	R6	30	12	l=12 m			34		
	R7	30	12	1 barra			34		
	R4	30	12	D=32 mm			19		
Com inundação	R3	30	12	Dywidag	e=10 cm	2100	19	1,5	14
	R6	30	12	ST85/105			26		
	R7	30	12	centrada			21		
	R4	30	12						

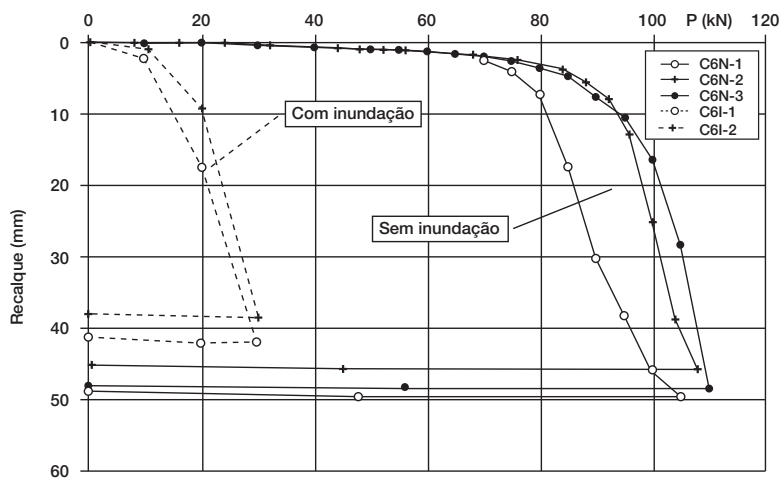


Fig. 97 – Estacas BM D=20 cm, l=6m, de concreto

**Tabela 24** – Resumo das PCEs (BM D=20 cm).

Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	Material	R <sub>Umédia</sub> (kN)
Sem inundação	BM	20	6	Concreto	109
	BM	20	3	Concreto	44
	BM	20	3	Solo-cimento	54
Com inundação	BM	20	6	Concreto	10
	BM	20	3	Concreto	13
	BM	20	3	Solo-cimento	21

construído especificamente para estes ensaios e que dispõe de um martelo de queda livre, com massa de 930 kg e altura máxima de queda de 2,20 m.

O topo das estacas foi “cintado” com um tubo de aço com parede de 3 mm, diâmetro igual ao da estaca e comprimento de 30 cm. Foi utilizada uma armadura mínima para resistir aos esforços de tração provocados pelas ondas de choque. Esta armadura consistiu de quatro barras longitudinais, com diâmetro de 8 mm e estribos quadrados, com diâmetro de 4,2 mm, espaçados de 15 cm. Para a obtenção de uma superfície regular que permitisse a instalação da instrumentação do *Pile Driving Analyzer* (PDA), foi utilizada uma forma constituída por um tubo de PVC com diâmetro de 25 cm e comprimento de 30 cm. As previsões de capacidade de carga feitas de acordo com os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt (1996) estão apresentadas na Tabela 25, onde são mostrados os valores das resistências de atrito lateral ( $R_L$ ), de ponta ( $R_p$ ) e de ruptura ( $R_U$ ).

**Tabela 25** – Resultados das previsões de capacidade de carga.

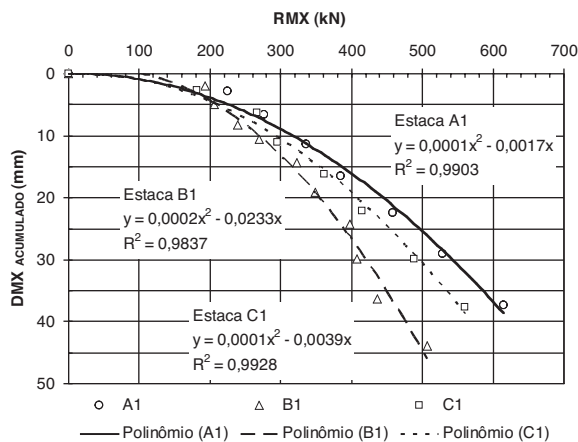
Método	Solo	R <sub>L</sub> (kN)	R <sub>p</sub> (kN)	R <sub>U</sub> (kN)
Aoki-Velloso (1975)	Argila siltosa	71	52	123
Décourt (1996)	Argila siltosa	207	65	272

Seis estacas foram escavadas e concretadas de forma tradicional e as outras seis, concretadas com isopor na ponta. De cada um destes conjuntos, três estacas foram ensaiadas nas condições sem inundação e as outras três com inundação, para evitar o efeito do reensaio. Após as PCDs, foram feitas PCEs rápidas em duas destas estacas, para verificar o efeito dinâmico dos ensaios e calibrar as PCDs. Esta pesquisa ainda está em andamento e os resultados disponíveis no momento encontram-se na Figura 98 (deslocamento máximo, DMX, versus resistência máxima, RMX) e nas Tabelas 26 e 27. Na terceira coluna da Tabela 26 estão apresentados os valores do fator de amortecimento (Jccapwap), obtidos das análises tipo CAPWAP.

Para o estudo da possível melhoria da contribuição da resistência de ponta de estacas escavadas a seco com trado mecânico, foram ensaiados, através de PCDs, três grupos de três estacas, com tipos diferentes de melhoria da ponta, todos na condição sem inundação. Foram, também, removidas duas estacas e coletados, na profundidade das pontas, seis blocos de amostras indeformadas do material natural e sob as pontas dos três tipos de pontas das estacas. Esta pesquisa ainda está em andamento e, portanto, os resultados ainda não estão disponíveis.

### 3.9.3.4 – Estacas escavadas com trado mecânico, com melhoria da ponta

Para o estudo da possível melhoria da contribuição da resistência de ponta de estacas escavadas a seco com trado mecânico, foram ensaiados, através de PCDs, três grupos de três estacas, com



**Fig. 98** – Curvas RMX x DMX das estacas A1, B1 e C1.

**Tabela 26** – Resultados das PCDs realizadas nas estacas A1, B1 e C1.

Condição	Estaca	Jc <sub>Capwap</sub>	Match	R <sub>L</sub> (kN)	R <sub>P</sub> (kN)	R <sub>U</sub> (kN)	R <sub>Umédia</sub> (kN)
Ensaio	A1	0,30	1,48	285	84	369	387
	B1	0,47	2,27	331	83	414	
	C1	0,39	2,02	335	42	377	
Reensaio	A1	0,53	2,97	282	120	402	449
	B1	0,53	2,79	290	206	496	

**Tabela 27** – Resumo da PCE rápida na estaca A1.

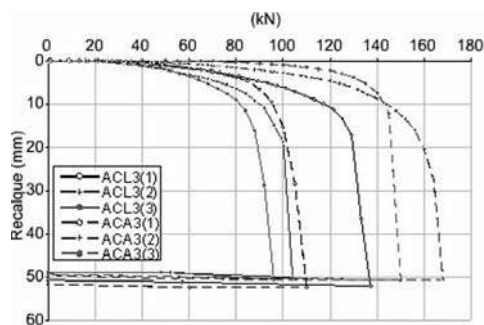
Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	R <sub>U</sub> (kN)
Sem inundação	A1	25	12	472

tipos diferentes de melhoria da ponta, todos na condição sem inundação. Foram, também, removidas as duas estacas e coletados, na profundidade das pontas, seis blocos de amostras indeformadas do material natural e sob as pontas dos três tipos de pontas das estacas. Esta pesquisa ainda está em andamento e, portanto, os resultados ainda não estão disponíveis.

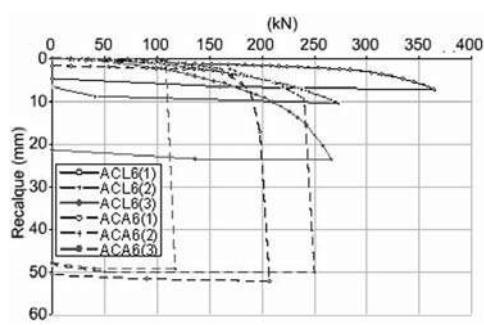
### 3.9.3.5 – Estacas apiloadas

Para verificar o comportamento de estacas apiloadas, foram executadas 12 unidades, sendo seis com comprimento de 3 m e as outras seis com 6 m. De cada um destes conjuntos, três estacas foram executadas fazendo-se um “pé de brita” na ponta, seguido do lançamento do concreto (estacas ACL), enquanto que as outras três foram executadas sem o “pé de brita” e com o apiloamento do concreto ao longo do fuste com o soquete do equipamento Strauss (estacas ACA). Os resultados disponíveis no momento estão apresentados nas Figuras 99 e 100 e na Tabela 28.





**Fig. 99** – Estacas apiloadas de 3 m, sem inundação.



**Fig. 100** – Estacas apiloadas de 6 m, sem inundação.

**Tabela 28** – Estacas apiloadas de 3 e 6 m.

Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	fck (MPa)	Pu <sub>média</sub> (kN)
Sem inundação	ACL3	20	3	15	110
	ACL6	20	6	15	333
	ACA3	20	3	15	137
	ACA6	20	6	15	184

### 3.9.4 – Perspectivas

Pretende-se ampliar as pesquisas no campo experimental da UEL nos seguintes temas:

- Propriedades de comportamento: ensaios triaxiais com sucção controlada, compressibilidade, curvas características, propagação da percolação no solo e pressiómetro de Ménard;
- Geoambiental: parâmetros de transporte e estudos geoquímicos;
- Fundações: rasas (sapatas e radiers) e profundas (estacas e tubulões);
- Obras de terra: escavações e contenções e reforço do solo e túneis em solo.

## 3.10 – Campo experimental da UEM

### 3.10.1 – Aspectos geológicos

O subsolo da cidade de Maringá, em locais de alta a média vertente, tem sua camada superficial de solo evoluído (latossolo vermelho férrico), originariamente proveniente da alteração de basalto, constituída de argila siltosa porosa, de cor marrom avermelhado, com espessura variável, chegando em alguns locais até à profundidade máxima de 12 m. A camada de solo de alteração de basalto, que se encontra abaixo da camada superficial de solo evoluído, é constituída de argila siltosa e silte argilo-arenoso, de cor variegada, com matriz na tonalidade marrom, roxo ou cinza amarelado. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. O nível d'água do subsolo, observado em sondagens de simples reconhecimento, encontra-se geralmente na camada de solo de alteração de basalto, podendo estar ou não próximo do topo rochoso. O subsolo no local do campo experimental situa-se em local de média vertente, tendo a camada superficial de solo evoluído de aproximadamente 9,5 m de espessura e topo rochoso (rocha extremamente alterada) na profundidade aproximada de 18 m.

### 3.10.2 – Caracterização geotécnica

#### 3.10.2.1 – Ensaio de laboratório

Na Tabela 29 são apresentados resultados típicos dos ensaios de caracterização geotécnica dos dois conjuntos (solo evoluído e solo de alteração) que constituem o subsolo do campo experimental da UEM, até a profundidade de 17,5 m. Também são apresentados resultados de parâmetros geotécnicos obtidos em ensaios de laboratório com amostras dos tipos indeformada e deformada, retiradas até a profundidade de 15 m, sendo os ensaios de compactação e CBR realizados com a energia normal de 600 kJ/m<sup>3</sup>.

A Figura 101 apresenta os resultados dos valores médios obtidos nos ensaios de caracterização dos solos até a profundidade de 15 m. Esses resultados indicam a existência das duas camadas básicas de solo, evidenciadas pela mudança de valores dos limites de consistência, teores de umidade e índices de resistência à penetração (NSPT), que ocorre na profundidade aproximada de 9,5 m, neste caso.

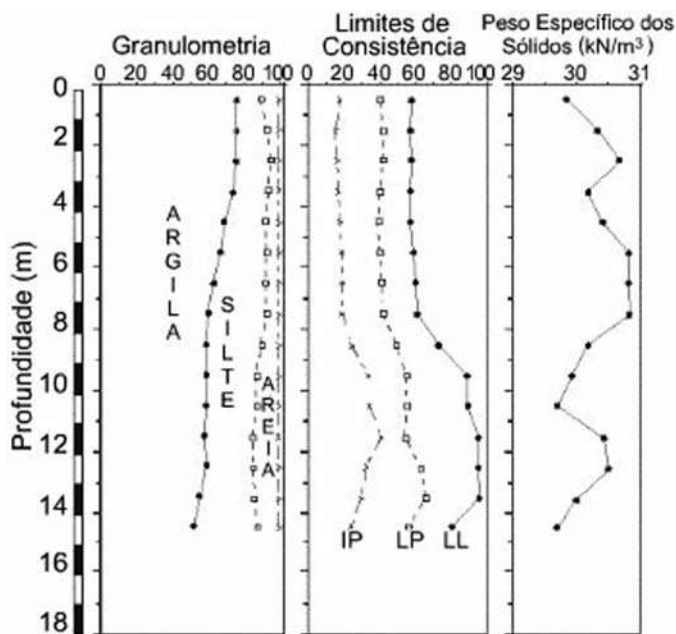


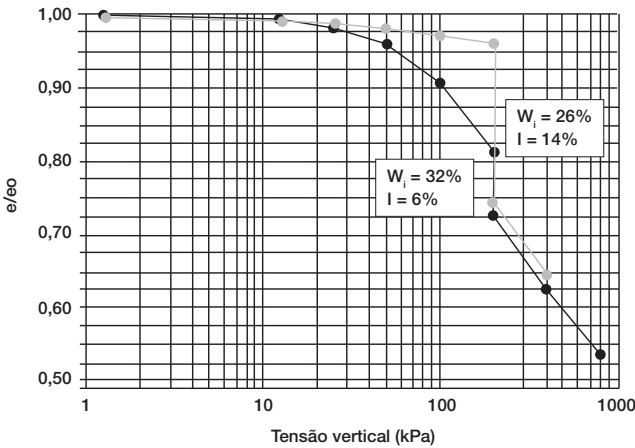
Fig. 101 – Perfil de solo típico do campo experimental de geotecnia da UEM.

A camada de solo evoluído se apresenta com índice de vazios variando aproximadamente de 1,45 a 2,50, o que lhe confere uma porosidade de até 71%. Em função também de seu teor de umidade, que é da ordem de 32%, e de seu grau de saturação inferior a 70%, este solo é metaestável (Gutierrez et al., 2003; Gutierrez 2005), apresentando-se com tendência ao colapso quando do aumento de umidade. Esta condição de comportamento pode ser ilustrada pelos resultados de ensaios de compressão confinada (ensaio edométrico), constantes na Figura 102.

Ensaio edométrico simples e duplos foram conduzidos para a avaliação da colapsibilidade do solo. Para a identificação e caracterização da estrutura do solo natural e suas mudanças associadas aos mecanismos de colapso recorreu-se a métodos e técnicas micromorfológicas em lâminas delgadas de solo com o auxílio de lupa binocular e microscópio óptico petrográfico.

**Tabela 29** – Resultados típicos dos ensaios de caracterização geotécnica e parâmetros dos solos constituintes do subsolo do campo experimental da Universidade Estadual de Maringá.

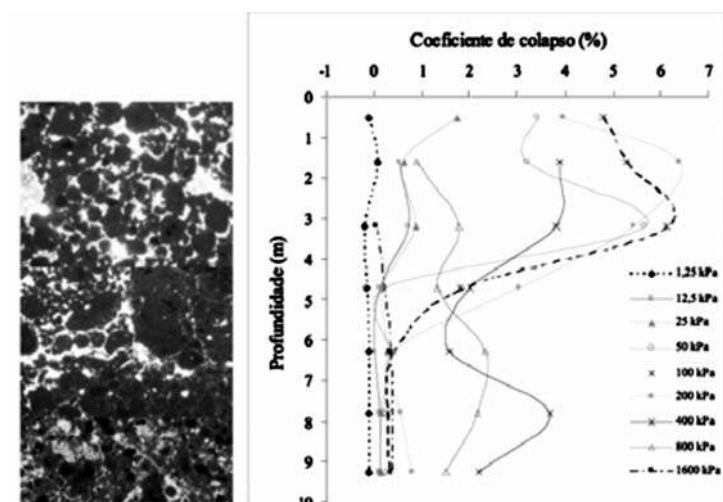
Discriminação	Símbolo e unidade	Solo evoluído (Latossolo Vermelho férrico)	Solo de alteração de basalto
Peso específico natural	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	12,0 – 17,0	15,5 - 18,0
Peso específico dos grãos	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	29,7 - 30,8	28,0 - 30,5
Teor de umidade natural	w (%)	29 - 35	43 - 55
Grau de saturação	$S_r$ (%)	37 - 70	60 - 100
Índice de vazios	e	1,45 - 2,50	1,25 - 2,00
Porosidade	n (%)	60 - 70	55 - 67
Fração argila	%	55 - 78	50 - 60
Fração silte	%	15 - 33	26 - 35
Fração areia	%	8 - 12	13 - 15
Limite de liquidez	$w_L$ (%)	55 - 70	60 - 95
Limite de plasticidade	$w_p$ (%)	40 - 50	41 - 66
Índice de plasticidade	$I_p$ (%)	15 - 24	20 - 40
Atividade Coloidal	AC	0,20 - 0,35	0,34 - 0,75
Tensão de pré-adensamento	$p_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	( $N_{SPT}$ ) / (0,020 a 0,035)	
Índice de compressão natural	Cc	0,500 - 0,750	0,700 - 1,100
Ângulo de atrito interno (efetivo)	$\varphi'$ ( grau )	27 - 32	22 - 26
Intercepto de coesão	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	10 - 30	30 - 100
Envoltória característica (efetiva)	$\tau_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$10 + \sigma' \text{tg}30^\circ$	$30 + \sigma' \text{tg}24^\circ$
Coefficiente de permeabilidade	k (cm/s)	$10^{-3}$	–
Peso esp. ap.seco máx. (E.N.)	$\gamma_{dmáx.}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,0 - 15,5	12,5 - 13,5
Umidade ótima (E.N.)	$w_{ot.}$ (%)	28 - 34	37 - 42
CBR (E.N.)	CBR (%)	7 - 25	5 - 16
Expansão (E.N.)	%	0,1 - 0,3	0,4 - 4,2



**Fig. 102** – Resultados de ensaios edométricos simples, para solo evoluído e profundidade de 1,5 metros.

A Figura 103 mostra a variação do coeficiente de colapso estrutural do solo ensaiado com teores de umidade em torno de 32%, obtidos nos ensaios edométricos simples para tensões de inundação de até 1600 kPa e apresenta alguns aspectos dominantes da microestrutura do solo ao longo do perfil.

Pela tendência das curvas apresentadas, observa-se que os materiais mais superficiais, até aproximadamente 4,5 m de profundidade, manifestaram comportamentos distintos dos materiais dos níveis inferiores, quando submetidos a diferentes carregamentos e inundação. Se um índice de colapso de 2% for assumido como limite entre solos colapsíveis e não colapsíveis pode-se afirmar que o solo evoluído da camada superficial (latossolo vermelho distroférico) é colapsível. Entretanto, a parte mais superficial, até aproximadamente 4,5 m de profundidade, se mostrou mais sensível à inundação do que os níveis mais profundos (até 9,5 m), na interface com o solo de alteração de basalto.



**Fig. 103** – Aspectos microestruturais do solo ao longo do perfil de solo evoluído e variação do coeficiente de colapso

As análises micromorfológicas revelaram mudanças na organização do plasma a partir da profundidade de 4,50 m, o que pode também justificar as mudanças de comportamento dos materiais, mediante carregamentos e inundação. Análises mineralógicas por difração de raios-X e espectroscopia Mössbauer foram empregadas para a caracterização dos materiais, em particular da fase argilosa, tendo em vista a sua influência no comportamento e arranjo microestrutural do solo.

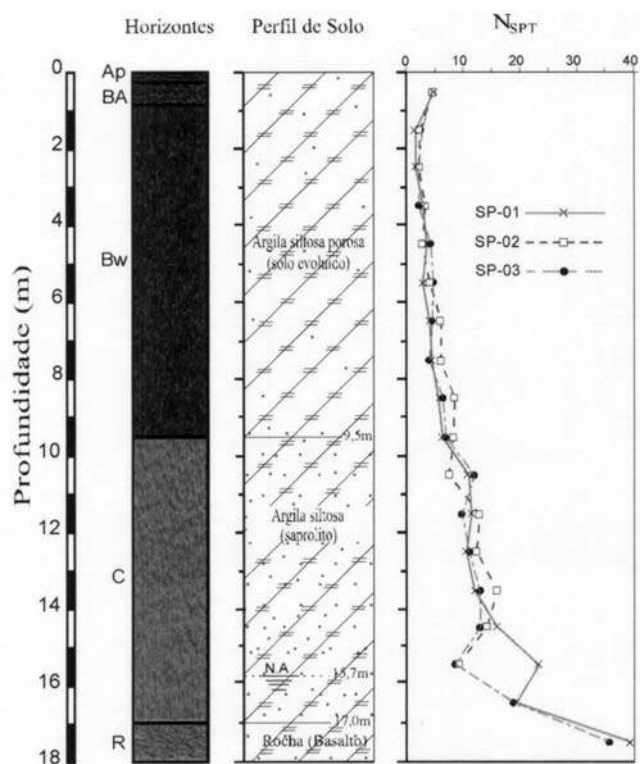
Ensaio de porosimetria permitiram acompanhar as transformações das porosidades estrutural (vazios interagregados presentes na macroestrutura) e textural (vazios intra-agregados presentes na microestrutura) do solo, a partir de sua condição natural, durante e após a evolução do colapso.

### 3.10.2.2 – Ensaio de campo

O campo experimental da UEM conta com:

- diversas sondagens de simples reconhecimento;
- dois poços de inspeção com retiradas de amostras indeformada e deformada;
- quatro sondagens do tipo CPT;

Os resultados das investigações de campo são apresentados na forma de perfis típicos de SPT e CPT (Figuras 104 e 105).



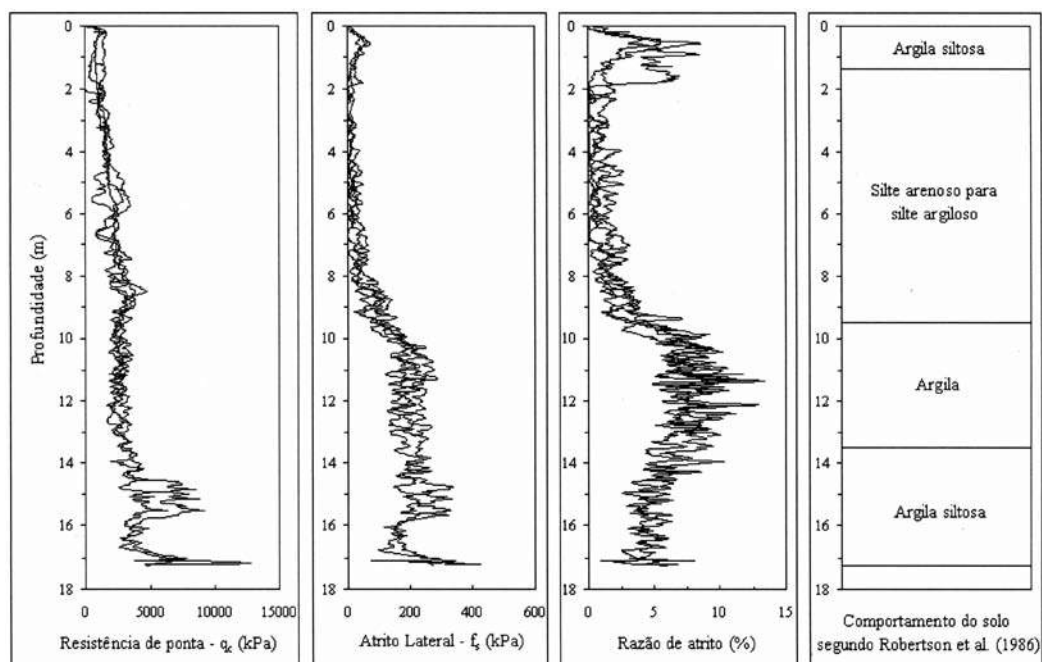
**Fig. 104** – Resultados de NSPT proveniente de três sondagens realizadas na área do campo experimental de geotecnia da UEM – Maringá, PR.

Considerando o perfil de sondagem apresentado, o solo é constituído de uma camada de argila siltosa porosa (solo evoluído) até a profundidade de 9,5 m, seguido de uma camada de argila siltosa (saprolito) até a profundidade de 17 m, sobrejacente à rocha. Os índices de resistência à penetração do SPT apresentados variam de 4 a 24.

Como o CPT4 foi realizado em dia chuvoso, é notável a influência da presença de água entre 0,8 m e 2,0 m de profundidade. Os valores de resistência de ponta reduziram-se, resultando em um aumento da razão de atrito, valores estes superiores aos obtidos nos demais ensaios.

De acordo com a Figura 105, observa-se que na parte mais superficial da camada de solo evoluído o material é classificado, de acordo com Robertson et al. (1986), como sendo de comportamento de argila siltosa e na parte subjacente a esta, até aproximadamente 9,5 m de profundidade, como sendo de comportamento de silte arenoso para silte argiloso. Na camada inferior, correspondente ao saprolito, o material é classificado como sendo de comportamento de argila até 13,5 m e como de comportamento de argila siltosa até 17,3 m.

Essa classificação não retrata fielmente a granulometria do material, especialmente daquele constituinte da camada de solo evoluído, o qual, apesar de constituído essencialmente por argila, apresenta um comportamento de material mais granular. Isto provavelmente se justifique em função da microestrutura do solo, isto é, da microagregação resultante dos processos pedogenéticos mais atuantes na camada superior.



**Fig. 105** – Resultados dos ensaios de penetração de cone elétrico (CPT) realizados na área do campo experimental de geotecnia da UEM – Maringá, PR.

### 3.10.3 – Experiência com fundações

Foram realizadas somente duas provas de carga estática em estacas do tipo Strauss, de diâmetro nominal de 25 cm, carga de trabalho prevista de 200 kN e comprimento de aproximadamente 15,3 m. No carregamento de 400 kN, as estacas apresentaram recalque de 4 mm e 2,5 mm respectivamente, indicando tendência à ruptura somente na carga de 530 kN.

### 3.10.4 – Perspectivas

Encontram-se executadas sete estacas do tipo broca com diâmetro nominal de 25 cm, sendo 4 estacas com comprimento de 6,0 m (contemplando a camada de solo evoluído) e 3 estacas de 11,5 m (contemplando as camadas de solo evoluído e de solo de alteração). Nessas estacas serão realizadas provas de carga estática, as quais serão confrontadas com os resultados de ensaios de carregamento dinâmico, já realizados.

## 3.11 – Campo experimental da UFPE

### 3.11.1 – Aspectos geológicos

Recife está situado no litoral do Nordeste do Brasil e apresenta uma planície sedimentar formada no período Quaternário e de origem flúvio-marinha. Depósitos de argila orgânica mole e média são encontrados em cerca de 50% da área da planície, formados no período Holocênico, tendo

uma idade média de cerca de 10.000 anos. O nível do solo é próximo do nível do mar, assim os depósitos de solo mole, em geral, estão quase totalmente abaixo do lençol freático. A importância da ação antrópica na conformação atual do depósito é sentida principalmente, na realização de sucessivos aterros, realizados no propósito de se preparar o terreno tendo em vista a sua utilização como suporte a fundações de edifícios e outras obras de engenharia.

A planície sedimentar do Recife, particularmente a área do depósito do Sesi-Ibura caracteriza-se geologicamente por estar compreendido no domínio dos dois terraços marinhos originados durante a penúltima transgressão (Período Pleistocênico) e a última transgressão (Holocênico) do mar, sendo formado em ambiente flúvio-lagunar e de mangue, localizando-se em posição mais baixa, relacionando-se com a atuação de antigos canais de maré, que cortam e ligam os terraços, recebendo também, provavelmente, sedimentos finos e não consolidados oriundos de zonas de retrabalhamento da Formação Barreiras e da Formação Cabo.

### 3.11.2 – Caracterização geotécnica

Uma extensa investigação geotécnica vem sendo realizada, no depósito do Sesi-Ibura (Recife Research Site 2 – RRS2), através de ensaios de laboratório e ensaios de campo. A Tabela 30 apresenta a quantidade de ensaios de laboratório e campo realizados. A Figura 106 mostra a área do Campo Experimental (RRS2) com a locação dos ensaios de investigação e das estacas cravadas para pesquisas.

Vale ressaltar a existência de outro Campo Experimental também estudado pela UFPE, localizado no Clube Internacional do Recife (Recife Research Site 1 – RRS1), o qual também foi alvo de uma extensa caracterização geotécnica (ver Coutinho e Oliveira, 1997).

#### 3.11.2.1 – Ensaios de laboratório

O perfil geotécnico representativo e resultados de caracterização relativos ao depósito do Sesi-Ibura são mostrados na Figura 107. Este depósito encontra-se subdividido em duas camadas distintas, a primeira de 4 a 11,5 m e a segunda de 11,5 a 21 m.

**Tabela 30** – Principais ensaios de laboratório e campo realizados no depósito do Sesi-Ibura.

Ensaio laboratório	Quantidade	Ensaio de campo	Quantidade
Caracterização	46	Amostragem Shelby	67
Adensamento vertical	36	Sondagem SPT	9
Adensamento radial	10	CPTU	3
Triaxial UU	44	DMT	3
Triaxial CIU	15	PMT	3
TMO	46	Palheta de campo	3
		Provas de carga	23

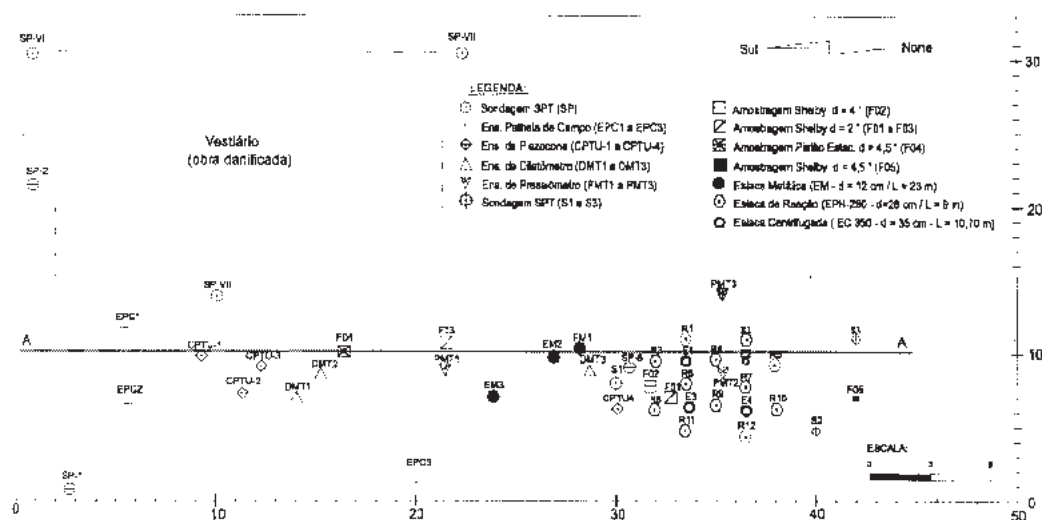
Os resultados das características de compressibilidade podem ser vistos na Figura 108. A camada 1 deste depósito é normalmente adensada a levemente pré-adensada, apresentando valores de OCR, em geral, menores que 3,0. Já a camada 2 apresenta valores de OCR menores que 1. O motivo deste possível subadensamento pode ser a colocação de um aterro recente, o qual gerou um excesso de poro-pressões, que devido à baixa permeabilidade das camadas argilosas, pode ainda



não ter sido totalmente dissipado e/ou a dificuldade na amostragem devido aos seguintes aspectos: i) muita baixa consistência do material; ii) grande profundidade e iii) possível presença de artesia-nismo e gases.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram obtidos em laboratório através de ensaios triaxiais (UU-C e CIU-C, com  $s_3$  desde  $s'_{oct}$  de campo até 300 kPa). A Figura 109 apresenta os resultados das resistências ao cisalhamento não-drenada obtidas ao longo da profundidade comparada com ensaios de campo. Os ensaios CIU-C foram realizados a partir de amostras indeformadas, seguindo a metodologia de Coutinho (1986).

O gráfico da Figura 110 apresenta os dados de Oliveira (2000), acrescidos dos dados de Soares (2006), mostrando as envoltórias de resistência transformadas obtidas a partir dos pontos correspondentes à ruptura, para as duas camadas de argila do depósito estudado.



**Fig. 106** – Área do campo experimental do Sesi-Ibura com a localização dos ensaios de investigação do subsolo e das estacas cravadas.

Os resultados das características de compressibilidade podem ser vistos na Figura 108. A camada 1 deste depósito é normalmente adensada a levemente pré-adensada, apresentando valores de OCR, em geral, menores que 3,0. Já a camada 2 apresenta valores de OCR menores que 1. O motivo deste possível subadensamento pode ser a colocação de um aterro recente, o qual gerou um excesso de poro-pressões, que devido à baixa permeabilidade das camadas argilosas, pode ainda não ter sido totalmente dissipado e/ou a dificuldade na amostragem devido aos seguintes aspectos: i) muita baixa consistência do material; ii) grande profundidade e iii) possível presença de artesia-nismo e gases.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram obtidos em laboratório através de ensaios triaxiais (UU-C e CIU-C, com  $\sigma_3$  desde  $\sigma'_{oct}$  de campo até 300 kPa). A Figura 109 apresenta os resultados das resistências ao cisalhamento não-drenada obtidas ao longo da profundidade comparada com ensaios de campo. Os ensaios CIU-C foram realizados a partir de amostras indeformadas, seguindo a metodologia de Coutinho (1986).

O gráfico da Figura 110 apresenta os dados de Oliveira (2000), acrescidos dos dados de Soares (2006), mostrando as envoltórias de resistência transformadas obtidas a partir dos pontos correspondentes à ruptura, para as duas camadas de argila do depósito estudado.

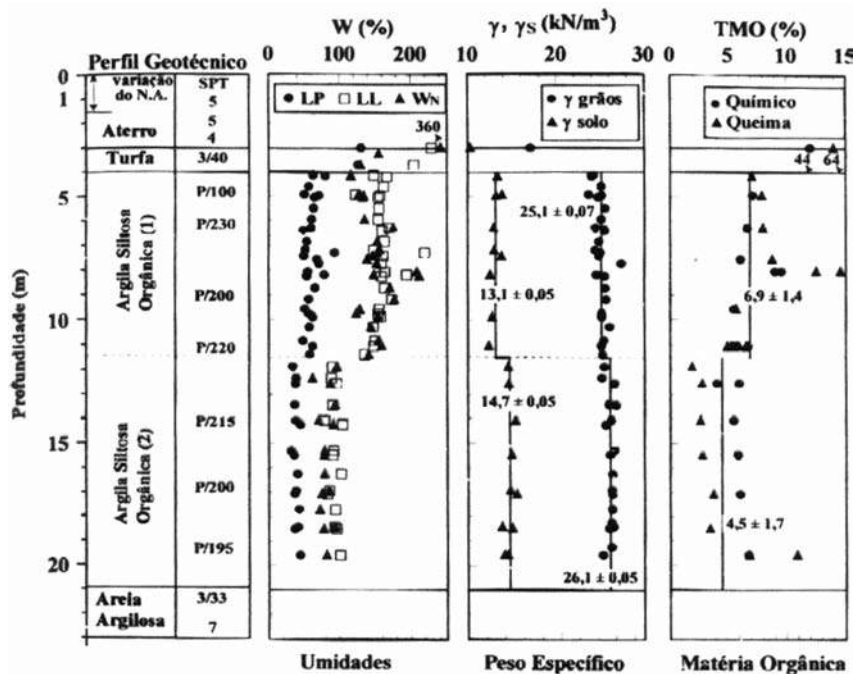


Fig. 107 – Perfil geotécnico e resultados de ensaios de caracterização com a profundidade – Sesi-Ibura (Coutinho et al., 1999).

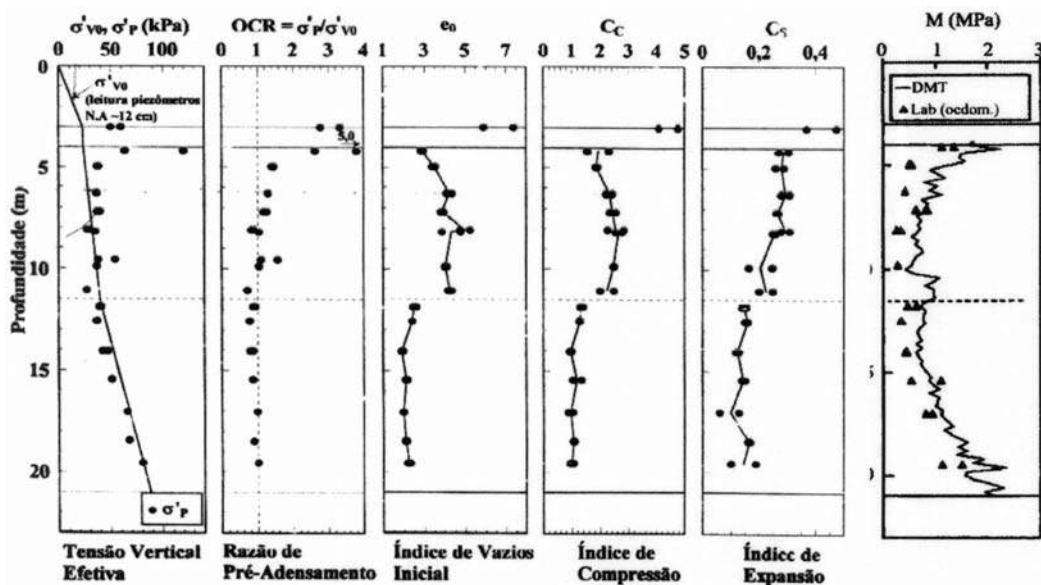


Fig. 108 – Parâmetros de compressibilidade e história de tensões (Coutinho et al., 1999)

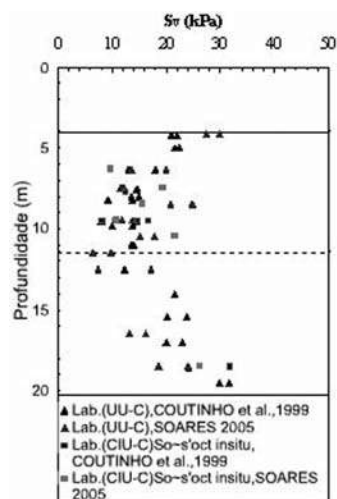


Fig. 109 – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida através de ensaios triaxiais – Sesi-Ibura (a partir de Coutinho et al., 1999 e Soares, 2006).

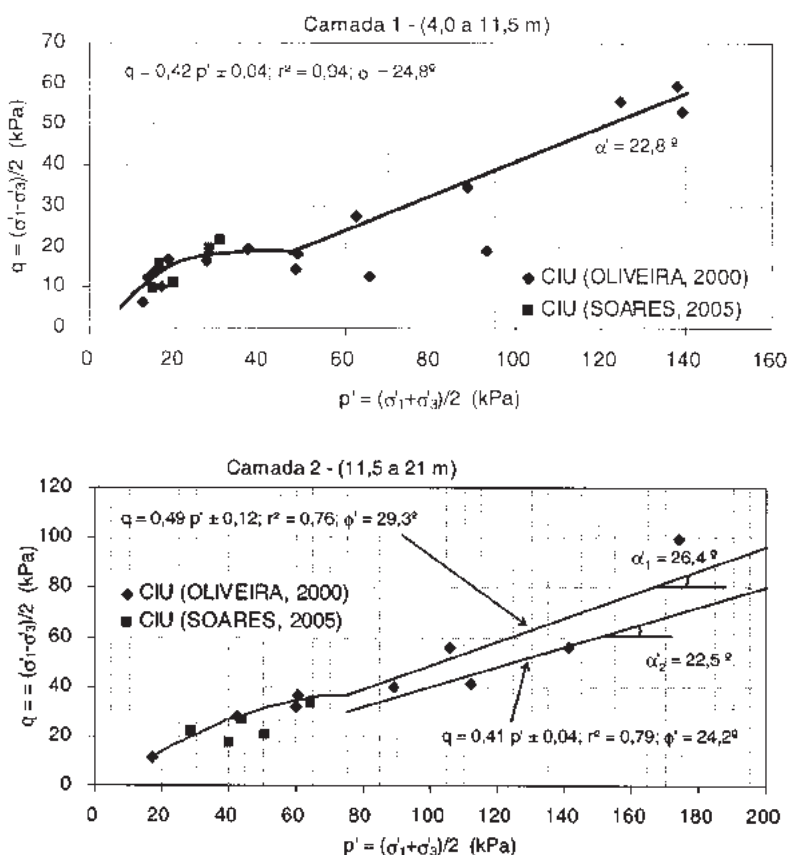
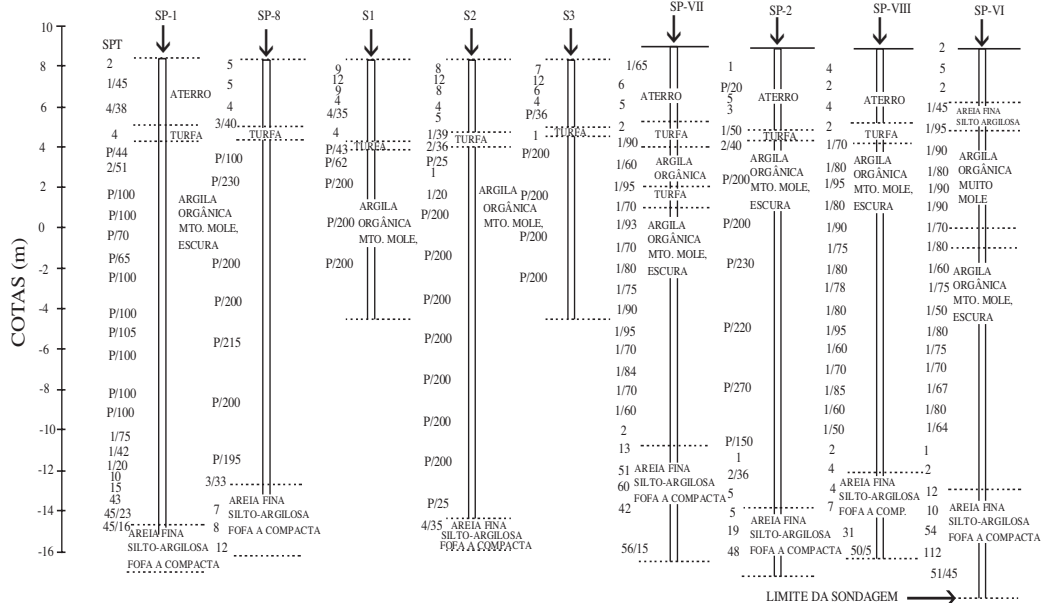


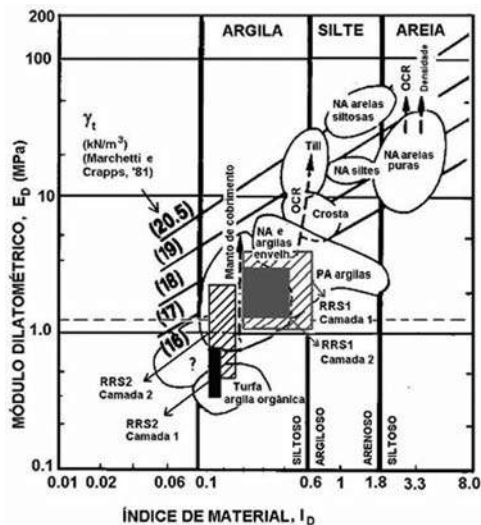
Fig. 110 – Envolvória de resistência – Sesi-Ibura: a) camada 1 e b) camada 2.

### 3.11.2.2 – Ensaaios de campo

Foram realizados diversos ensaios penetrométricos dos tipos: SPT, CPTU, Vane Test; DMT; PMT, além de Amostragens Shelby. A Figura 106 mostra a localização dos ensaios de campo realizados no campo experimental do Sesi-Ibura. As sondagens com SPT deram origem ao perfil geotécnico AA apresentado na Figura 111.



**Fig. 111** – Perfil geotécnico AA do campo experimental do Sesi-Ibura (ver Figura 106).



**Fig. 112** – Diagrama de classificação de solos. Efeitos do manto de cobrimento, razão de pré-adensamento e densidade (Lacasse e Lunne, 1988).

### a) Perfil geotécnico/estratigrafia

De acordo com Marchetti (1980) o tipo do solo pode ser identificado como a seguir: argila ( $0,1 < I_D < 0,6$ ), silte ( $0,6 < I_D < 1,8$ ) e areia ( $1,8 < I_D < 10$ ).

A Figura 112 sumariza as posições dos solos testados pelo NGI na carta de classificação dos solos do dilatômetro proposta por Marchetti e Crapps (1981) e modificada por Lacasse e Lunne (1988). A informação mais nova permite ilustrar qualitativamente os efeitos do manto de cobertura, da razão de pré-adensamento e da densidade a partir do módulo dilatométrico. As posições dos depósitos das argilas moles do Recife estão apresentadas também na Figura 112 e estão de acordo com a carta.

Os valores dos ensaios de piezocone realizados no campo experimental da UFPE (Sesi-Ibura) são apresentados nos ábacos de Robertson (1990), mostrados na Figura 113. Nos ábacos  $q_t \times F_r$ , e  $q_t \times B_q$ , os resultados de piezocone na área do Sesi-Ibura situaram-se basicamente na zona 3 que corresponde a solos argilas/argilas siltsas, mostrando baixos OCR (próximo de normalmente adensada) e com tendência a maiores valores de sensibilidade.

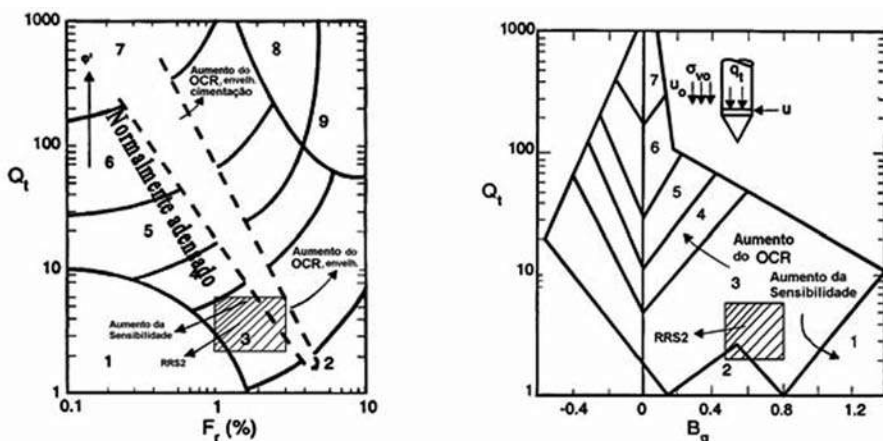


Fig. 113 – Diagramas de classificação do tipo e comportamento do solo baseado nos resultados normalizados de CPT/CPTU para o Sesi-Ibura (a partir de Robertson, 1990).

### b) História de tensões, estimativa do $K_0$ e compressibilidade

A Figura 114a apresenta os resultados da tensão vertical efetiva, tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) determinada pelo método de Casagrande, e os valores da razão de pré-adensamento, OCR. A Camada 1 é ligeiramente pré-adensada ( $OCR \leq 3$ ) e a Camada 2 é praticamente normalmente adensada ( $OCR \approx 1$ ). A Figura 114b apresenta os valores médios do  $K_0$  obtido pelas correlações e mostram que os resultados são muito próximos dos resultados obtidos “em laboratório”, e que os valores de  $K_0$  pelo piezocone dependem da correlação usada (ver também Coutinho e Oliveira 1997). Todavia, a correlação de Sully e Campanella (1991) mostrou uma boa concordância com os resultados de laboratório. Lunne et al. (1990) estimaram que para argilas “jovens” a incerteza associada com o  $K_0$  pelo DMT é cerca de 20%.

Em relação ao ensaio de palheta, a proposta de Wroth (1984) apresenta maiores valores do que a proposta de Aas et al. (1986). Os valores de  $K_0$  estimados a partir do método de Aas et al. (1986) são, em geral, os que mais se aproximam dos valores de  $K_0$  estimados em laboratório (através de correlação empírica).

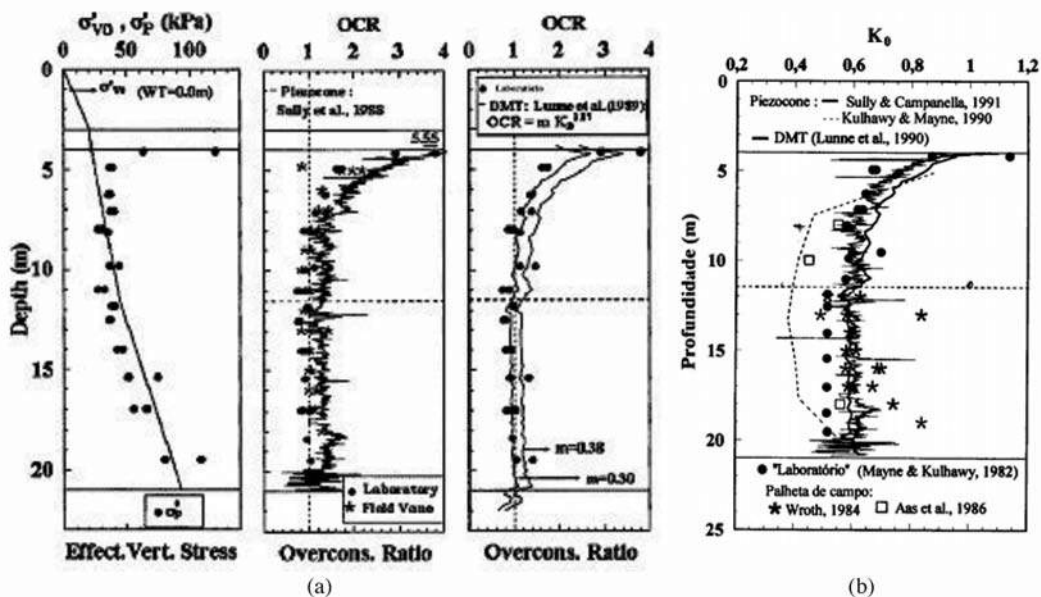


Fig. 114 – a) Comparação de ensaios de OCR in situ e laboratório; b) Comparação  $K_0$ : edométricos, palheta, DMT e CPTU – Sesi-Ibura (Coutinho et al., 1999; Oliveira, 2000; Coutinho e Oliveira, 2002).

A Figura 108 apresenta também os valores obtidos do módulo oedométrico ( $M$ ) correspondente à tensão vertical efetiva de campo a partir de ensaios de laboratório e através de correlações propostas para o DMT. A correlação proposta por Marchetti (1980) para argilas ( $I_p < 0,6$ ) foi utilizada. Os resultados mostraram que, em geral, os valores do  $M_{DMT}$  foram ligeiramente maiores (cerca de 20%) do que os resultados edométricos (RRS2 – camada 1 e 2). A experiência tem revelado que o  $M_{DMT}$  é altamente repetitivo e, nos locais investigados está variando na faixa de 0,4 a 400 MPa. Comparando ambos em termos de  $M_{DMT} - M_{referência}$  e em termos de recalques previstos

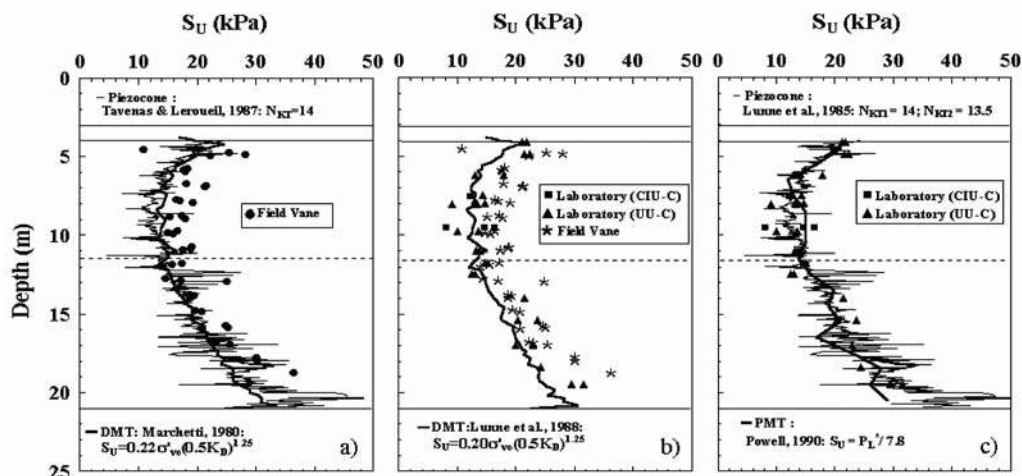


Fig. 115 – Resultado a) DMT, CPTU e vane; (b) DMT, vane e ensaio triaxial; (c) PMT, CPTU e ensaio triaxial (Coutinho et al., 1999)



versus medidos tem mostrado que, em geral,  $M_{DMT}$  é razoavelmente acurado e possível de uso em projetos da prática (Marchetti et al., 2001).

### c) Resistência não-drenada

No campo experimental Sesi-Ibura, a resistência não-drenada foi também obtida através de ensaios de piezocone, palheta de campo, pressiómetro e dilatômetro. A Figura 115 apresenta o perfil de variação da  $S_u$  através de ensaios de laboratório de compressão triaxial tipo UU e CIU, através dos ensaios de campo citados e por meio de correlações.

Na Figura 115a estão apresentados os valores de  $S_u$  obtidos através dos ensaios com o piezocone, dilatômetro e com a palheta de campo. A Figura 115b mostra os resultados dos ensaios triaxiais, bem como, os resultados da palheta de campo e DMT. Na Figura 115c observa-se os resultados dos ensaios triaxiais e os valores médios de  $S_u$  obtidos através do piezocone e PMT. Maiores informações sobre os resultados obtidos podem ser encontradas em Coutinho et al. (1999), Coutinho et al. (2000), Oliveira e Coutinho (2000) e Coutinho e Oliveira (2002).

### 3.11.3 – Experiência com fundações

O Campo Experimental do Sesi-Ibura passou a ser estudado após o acidente que causou a ruptura geral de uma estrutura de concreto armado, de um pavimento, sobre estacas metálicas (3 trilhos tipo TR-25), 21 anos após ser construída, sem apresentar nenhum sinal prévio de ruína. Ocorreu um recalque repentino de cerca de 1 m só numa das extremidades da edificação, ficando a configuração deformada aproximadamente linear.

De posse do perfil geotécnico do subsolo do local e pelas características do acidente, levantou-se a hipótese do acidente ter sido provocado por movimento lateral lento da camada de argila orgânica, que ao longo do tempo teria provocado um deslocamento lateral na estaca (Figura 116), que em adição à carga vertical (peso próprio + atrito negativo) levou a estaca à ruína (flambagem).

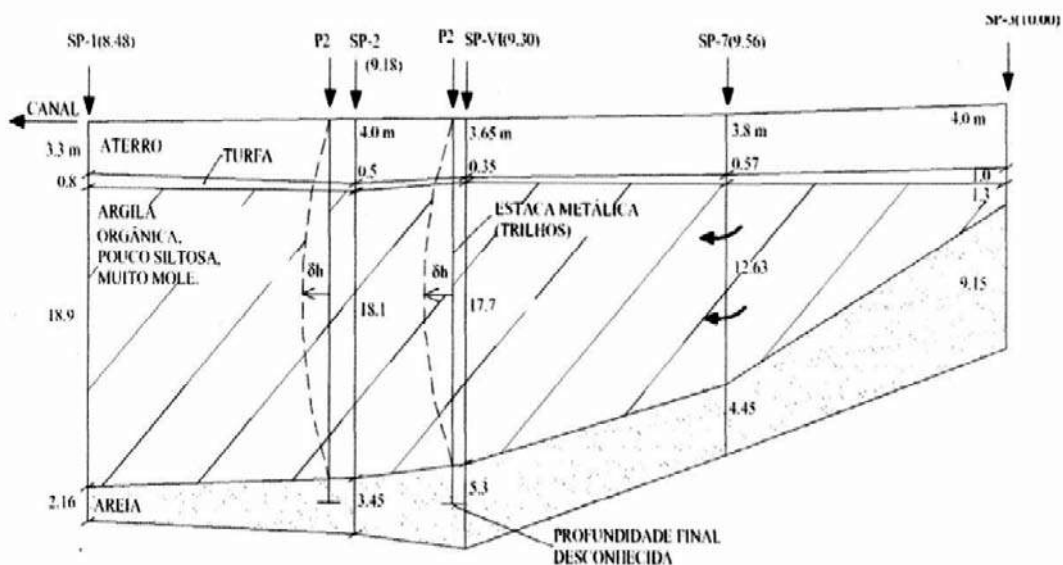


Fig. 116 – Perfil Geotécnico – Esforço horizontal (Braga, 1998).



Este lento movimento lateral do solo teria sido causado pela diferença de espessura observada na camada de aterro existente sobre a camada de argila orgânica, com a camada de argila tendendo a se mover do seu ponto de menor espessura (1,3 m – SP3) em direção ao ponto de maior espessura (18 m – SP2).

Com o objetivo de estudar o comportamento de estacas cravadas no depósito do Sesi-Ibura foram realizadas provas de carga horizontal em estacas metálicas e provas de carga vertical em estacas pré-moldadas centrifugadas.

### **– Prova de carga horizontal**

As provas de carga horizontal fazem parte de um estudo sobre o comportamento de estacas metálicas carregadas lateralmente em camadas espessas de argila mole, e consiste de uma parte experimental e outra analítica (Braga, 1998). Na parte experimental, foram realizadas provas de carga lateral em uma estaca metálica, cravada no depósito de argila orgânica, onde ocorreu o acidente mencionado. Na parte analítica foram feitas previsões dos deslocamentos horizontais no topo da estaca e estimativas para a carga de flambagem de uma estaca metálica em argila muito mole, obtidas a partir de análise linear e não-linear do problema, pelo método dos elementos finitos. O solo foi modelado por curvas p-y obtidas a partir de resultados de ensaio dilatométricos (DMT) e pressiométricos (PMT) realizados no local do acidente e próximos à estrutura danificada, sendo os pontos destas curvas dados de entrada do programa ANSYS (ANSYS, 1989), que possui um elemento força-deformação. Foram consideradas as seguintes hipóteses: a estaca totalmente na vertical e a estaca com excentricidade da carga vertical, ou seja, com deformação lateral inicial.

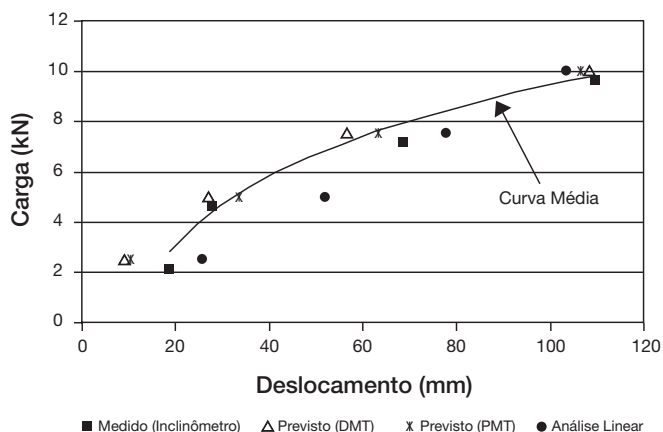
Uma prova de carga lateral em uma estaca metálica foi realizada no local, próximo ao acidente descrito, com um macaco hidráulico agindo entre duas estacas segundo a norma ASTM D 3966 (1990). A estaca analisada trata-se de uma estaca metálica tubular com diâmetro externo de 120 mm, diâmetro interno de 108 mm, espessura de 6 mm e módulo de elasticidade  $E = 21 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ . Essa estaca foi utilizada na prova de carga lateral citada.

Foram realizadas comparações entre os deslocamentos horizontais ( $\delta_h$ ) medidos no topo da estaca com previsões utilizando as análises linear e não linear.

Com relação à carga crítica de flambagem, foram realizadas análises para estimativa desta, através do método dos elementos finitos (MEF) utilizando o programa ANSYS, considerando o caso de estaca totalmente enterrada em três diferentes camadas de solo (ver Figura 116). Os deslocamentos horizontais ( $\delta_h$ ) medidos e previstos pela análise linear e não linear, no nível do terreno após escavação versus carga aplicada, são mostrados na Figura 117 e sumarizados na Tabela 31. Observa-se que os resultados das análises estão próximos um dos outros.

Os resultados encontrados pelas análises realizadas no ANSYS encontram-se na Tabela 32. Foi assumido que a estaca possuía deslocamentos horizontais apresentando a forma de uma parábola do segundo grau. Estes deslocamentos foram provocados por cargas laterais nodais, nos valores de 10, 20, 30, 50, e 100 mm em L/2. Os resultados desta análise realizada no ANSYS estão sumarizados na Tabela 33.

Observa-se que a carga crítica sofre consideravelmente o efeito dos deslocamentos acidentais caindo bruscamente de valor. O caso analisado retrata a situação real do acidente, a capacidade de carga, segundo a análise das curvas p-y (DMT) é reduzida em 70%, para um deslocamento acidental de 10 mm, alcançando uma redução de 98% para um deslocamento acidental de 50 mm.



**Fig. 117** – Deslocamentos ( $\delta_h$ ) medidos e previstos (Braga, 1998; Coutinho et al., 2005).

**Tabela 31** – Deslocamentos ( $\delta_h$ ) medidos e previstos (Braga, 1998; Coutinho et al. 2005).

	H = 2,5 kN	H = 5,0 kN	H = 7,5 kN	H = 10,0 kN
	Desloc. (mm)	Desloc. (mm)	Desloc. (mm)	Desloc. (mm)
Análise linear	25,95	51,9	77,85	103,81
DMT	9,22	27,09	56,85	108,56
PMT	10,32	33,52	63,27	106,74
Medido	18,59	27,86	68,71	109,65

**Tabela 32** – Estimativa da carga crítica de flambagem (Braga, 1998; Coutinho et al., 2005).

Representação do Solo	Carga Crítica de Flambagem (kN)	
	Topo Livre	Topo Rotulado
Curvas P-Y (DMT)	2.988,64	2.988,64
Curvas P-Y (PMT)	1.925,11	1.925,11

**Tabela 33** – Carga crítica devido ao desloc. acidental (Braga, 1998; Coutinho et al., 2005).

	Carga Crítica (kN)			
	Curvas p-y (DMT)		Curvas p-y (PMT)	
Deformação (mm)	Topo Livre	Topo Rotulado	Topo Livre	Topo Rotulado
0	2.988,64	2.988,64	1.925,11	1.925,11
10	1.738,18	1.738,18	1.877,44	1.877,44
20	1.183,99	1.183,99	510,21	510,21
30	360,29	360,29	98,86	98,86
50	58,19	58,19	70,89	70,89
100	46,25	46,25	56,90	56,90

A capacidade de carga da estaca em análise foi calculada pelo método Aoki-Velloso (1975) utilizando os dados das sondagens com SPT realizadas no local. De acordo com o método mencionado, a carga de ruptura ( $Q_{rup}$ ) da estaca isolada foi 373 kN, sendo 228 kN igual à parcela do atrito ( $Q_a$ ) e 145 kN a parcela de ponta ( $Q_p$ ). A carga de trabalho para a estaca seria de 186,5 kN e estaria dentro do intervalo que determina a carga limite para ocorrência de flambagem correspondente a um deslocamento acidental entre 30 e 50 mm, conforme mostrado na Tabela 33.

A partir destes dados, duas conclusões podem ser destacadas: i) os deslocamentos laterais reduzem drasticamente a capacidade de carga vertical de uma estaca isolada; e ii) os deslocamentos laterais obtidos pela análise não-linear utilizando as curvas p-y obtidas a partir dos ensaios de DMT e PMT, mostram-se bastantes coerentes com os resultados medidos na prova de carga lateral (Braga, 1998).

### – Prova de carga vertical

No campo experimental Sesi-Ibura, uma pesquisa de doutorado (Soares, 2006) foi desenvolvida através do estudo de provas de cargas verticais instrumentadas realizadas em estacas pré-moldadas flutuantes no depósito de solo mole. Nesse estudo, foi também incluído se a verificação do aumento da resistência com o tempo (o efeito “set-up”) pode ser considerado em projetos de fundações na cidade do Recife, o qual pode fornecer em alguns casos uma apreciável economia devido à espessura das camadas de solos moles.

Para o estudo, foram cravadas 12 estacas de reação pré-moldadas protendidas (EPH28 -  $D_{equiv} = 280$  mm /  $L = 9$  m) e 4 estacas provas pré-moldadas centrifugadas (EC350 -  $D = 350$  mm /  $L = 9,70$  m), sendo realizadas 22 provas de carga estática instrumentadas ao longo do tempo.

A Figuras 118 (a e b) apresentam os resultados de 10 (Estacas E1 e E2) provas de carga rápidas realizadas no campo experimental do Sesi-Ibura, de um total de 22 efetuadas. A Figura 119

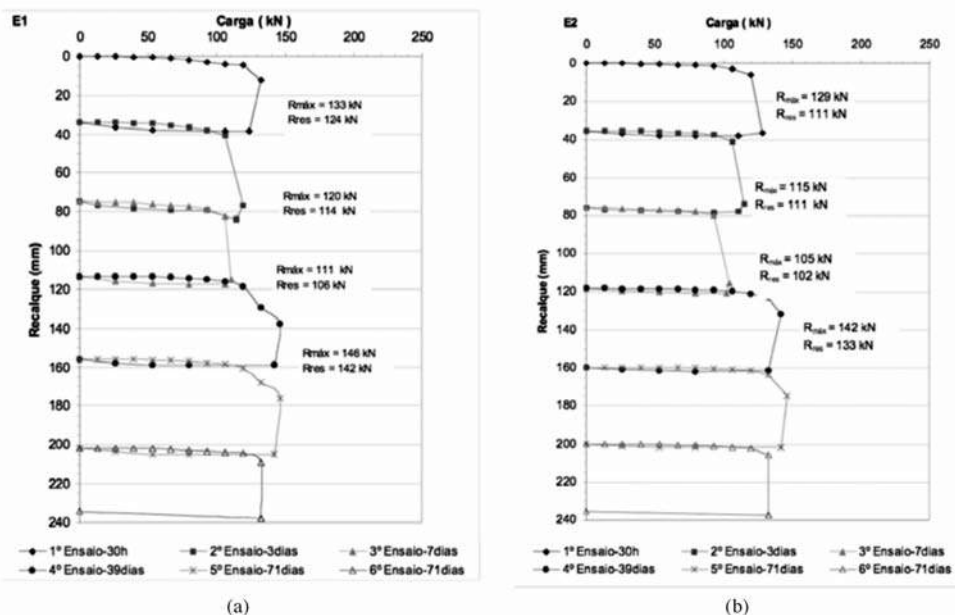


Fig. 118 – Resultados provas de carga rápidas: a) estaca E1; b) estaca E2 (Soares, 2006).

apresenta previsões da capacidade de carga das estacas localizadas no campo experimental do Sesi-Ibura, utilizando-se os métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975), A-V, Décourt e Quaresma (1978), D-Q, Teixeira (1996), Tex, e teóricos ( $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\lambda$ ) baseados nos parâmetros do solo retirado de ensaios de campo e laboratório comparados com os resultados da capacidade de carga médias das estacas E1 e E2 que foram instrumentadas.

Verifica-se um comportamento não tão comum, ao analisar o desempenho geral ao longo do tempo das estacas cravadas no RRS2. A capacidade de carga (resistência máxima) e também a resistência residual diminuem até um determinado limite, a partir do qual a capacidade de carga começa a crescer ao longo do tempo.

Observa-se também que, aumentando o intervalo entre uma prova de carga e outra, ocorre um ganho de resistência significativo. A realização da prova de carga amolga o solo ao redor da estaca. Caso sejam realizadas provas de cargas sequenciadas, poderá ocorrer uma capacidade de carga menor ou igual ao ensaio anterior.

Conclui-se que a cravação das estacas causam amolgamento do solo e provavelmente um aumento das poro-pressões. Houve redução na capacidade de carga devido à sensibilidade média, baixa permeabilidade além da espessa camada de argila existente, ao se realizar provas de carga com até 7 dias em relação ao ensaio anterior, exigindo um tempo para recuperar a perda ocorrida. Todavia, aumento o tempo entre os ensaios, a capacidade de carga cresce de 15% no tocante à resistência máxima e 24% em relação à resistência residual.

Com relação aos métodos de previsão da capacidade de carga das estacas no Sesi-Ibura (Figura 119), o método teórico que apresentou os melhores resultados foi o método  $\beta$  (Burland, 1973), mostrando um valor de capacidade de carga total 21,3% maior do que o medido. Para os métodos semi-empíricos, os baseados no PMT (Clarke, 1995) e no DMT (Powell et al., 2001) apresentaram os melhores resultados, mostrando uma diferença da ordem de 3,4% maior e 6,9% menor do que o medido, respectivamente.

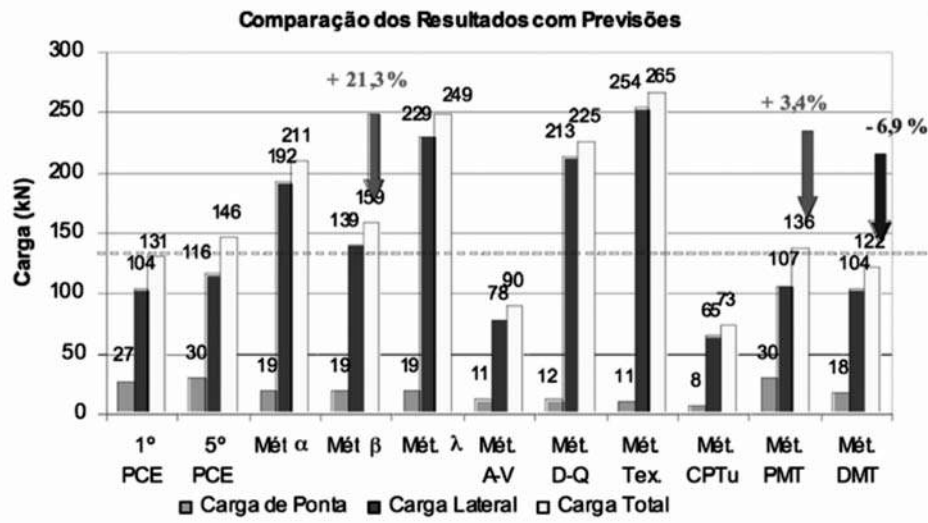


Fig. 119 – Previsão da capacidade de carga baseado em métodos teóricos e semi-empíricos (Soares, 2006).

### 3.11.4 – Perspectivas

Pretende-se dar continuidade e ampliar as pesquisas no campo experimental do Sesi-Ibura nas seguintes áreas:

a) Ensaios de Laboratório e Campo:

- Estudos detalhados da Geologia e formação da área;
- Ampliação dos estudos de análise química e mineralógica;
- Ensaio de compressibilidade com velocidade de deformação controlada;
- Ensaios triaxiais especiais (adensamento  $k_0$ , estudo de anisotropia, etc);
- Campanha de ensaios T-Bar em parceria com a COPPE/UFRJ.

b) Fundações:

- Provas de cargas em estacas tubadas instrumentadas com transdutores de poro-pressão e *strain-gages*;
- Prova de carga dinâmica em estacas metálicas.

c) Acompanhamento de obra:

- Acompanhamento de recalque de construções na área.

## 4 – AGRADECIMENTOS

A todos que colaboraram direta e indiretamente com a edição deste trabalho. À Sociedade Portuguesa de Geotecnia e à direção da Comissão Técnica de Investigações de Campo (CTIC) da ABMS pelo apoio.

## 5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aas, G., Lacasse, S., Lunne, T. and Hoeg, K. (1986). *Use of In Situ Tests for Foundation Design on Clay*. Proceedings of the Conference on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE Special Publication, N° 6, pp.1-30.
- Agnelli, N. (1997), *Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas*, Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP. 205 p.
- Alencar Jr., J.A. (1984). *Análise das Pressões Neutras Associadas aos Ensaios de Cone-penetrometria Realizados na Argila Mole de Sarapuí*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio.
- Almeida, M. S. S., Lacerda, W.A., Ferreira, C.S. e Terra, B.R.C.S. (1989). *The Efficiency of Vertical Drainage Systems for Ground Improvement in a Very Soft Soil*", Second Int. Conf. on Foundations and Tunnels, Londres.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S., Lacerda, W. A. e Futai, M.M. (2005). *Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí*. Solos e Rochas, Vol. 28, nº 1, pp. 3-20.
- Alves, A.M.L. (2004). *A Influência da Viscosidade do Solo e do Tempo após a Cravação na Interação Dinâmica Estaca-solo em Argilas*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. 336 p.

- Anjos, G.J.M. (2006). *Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais*. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 380 p.
- ANSYS (1989). *User's Manual*, Swanson Analysis System Inc.
- Antunes, F. (1978). *Ensaio para Caracterização Geológica, Pedológica e Mineralógica de Argilas do Rio de Janeiro*. Relatório Final, 2.019-02.02-2/10/42, IPR/DNER.
- Aoki, N. e Velloso, D. A. (1975). *An Approximated Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. In: Proceedings of the V Panamerican Conference on Soil and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. 5, pp. 367-377.
- Árabe, L.C.G. (1993). *Aplicabilidade de Ensaio in Situ para a Determinação de Propriedades Geotécnicas de Depósitos Argilosos e de Solos Residuais*. Tese D.Sc., PUC/RJ.
- Arak, M. S. (1997). *Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal*. Brasília/DF. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-040/97. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 121 p.
- ASTM D 3966 (1990). *Standard Test Method for Piles Under Lateral Loads*.
- Barbosa, P.S.A. (1990). *Ensaio de Adensamento de Fluxo Restringido e K<sub>0</sub> em Argila Mole*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- Benvenuti, M. (2001). *Cravação de Tubulões a Céu Aberto para Melhoria da Capacidade de Carga em Solos Colapsíveis*. 2001. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Bezerra, R.L. (1996). *Desenvolvimento do Piezocone COPPE/UFRJ de Terceira Geração e sua Utilização em Argilas Moles*. Tese Doutorado. COPPE/UFRJ. 426 p.
- Blanco, S. B. (1995). *Aspectos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília - Trecho Asa Sul*. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 169 p.
- Borges Neto, C. (1981). *Ensaio Contínuo de Penetração de Cone na Argila Cinza Mole do Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- Braga, J. M. (1998). *Estudo de Estaca Metálica Submetida a Esforço Lateral em Argila Mole*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. 141 p.
- Bressani, L.A. (1983). *Contribuição aos Estudos de Tensão-Deformação-Resistência da Argila de Sarapuí*. Dissertação de Mestrado. UFRGS.
- Burland, J. B. (1973). *Staft friction of Piles in Clay. A Simple Fundamental Approach*. Ground Engineering. Vol.6, Nº 3, p.30.
- Campelo, N. S. (1994). *Comportamento de Estacas Submetidas A Esforços de Tração Em Solo Colapsível*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Campelo, N. S. (2000). *Comportamento de Tubulões Escavados a Céu Aberto, Submetidos a Carregamentos Dinâmicos, em Solo Colapsível*. Tese de Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Cardoso, F.B.F. (1995). *Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 142 p.

- Cardoso, F. B. F. (2002). *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 357 p.
- Carneiro, B. J. I. (1994). *Comportamento de Estacas Apiloadas Em Solos Colapsíveis*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos.
- Carneiro, B. J. I. (1999). *Comportamento de Tubulões a Céu Aberto, Instrumentados, em Solo não Saturado, Colapsível*. Tese de Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Carvalho, D. (2001). *Análise de Cargas Últimas a Tração de Estacas Escavadas, Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos – SP*. Tese de Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos.
- Carvalho, D., Peres, J.E.E, Segantini, A.A.S. e Menezes, S.M (1998). *Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações em Ilha Solteira-SP*. XI COBRAMSEG, Brasília. Vol. 1, pp. 143-148.
- Carvalho, S.R.L. (1989). *Ensaio de Adensamento Edométrico com Taxa Constante de Deformação Específica Relacionada ao Tempo na Argila de Sarapuú*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- Cavalcante, E. H. (2002). *Investigação Teórico-Experimental Sobre o SPT*, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 430 p.
- Cavalcante, E. H., Giacheti, H. L. e Bezerra, R. L. B. (2005). *Parâmetros Geotécnicos e Capacidade de Carga de Estacas Apiloadas em Solo Tropical Arenoso Obtidos com o Pressiômetro Ménard*. Solos e Rochas, Vol. 28, Nº 1, pp. 115-129.
- Clarke, B.G. (1995). *Pressuremeter in Geotechnical Design*. Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha, 362 p.
- Collet, H.B. (1978). *Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- Collet, H.B. (1985). *O Aterro Experimental II do IPR: da sua Concepção a uma Análise de Recalques*. Tese de concurso para Professor Titular, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense.
- Costa Filho, L.M., Werneck, M.L.G., Collet, H.B. (1977). *The Undrained Strength of a Very Soft Clay*. Proc., 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 69-72.
- Costa, Y. D. J. (1999). *Estudo do Comportamento de Solo não-saturado através de Provas de Carga em Placa*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Coutinho, R. Q. (1976). *Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. 206 p.
- Coutinho, R. Q. (1986). *Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos-Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba*, Tese Doutorado. COPPE / UFRJ.
- Coutinho, R. Q. e Oliveira, J. T. R. (1997). *Geotechnical Characterization of Recife Soft Clay - Laboratory and In Situ Tests*. Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol.1. pp. 69-72.
- Coutinho, R. Q. e Oliveira, J. T. R. (2002). *Behaviour of Recife Soft Clays*. In: Workshop Foundation Engineering In Difficult Soft Soil Conditions, Mexico City. México. TC 36 meeting, May 24th, Vol. 1, pp. 49-77.



- Coutinho, R. Q., Oliveira, A. T. J. e Oliveira, J. T. (2000). *Conferência: Palheta: Experiência, Tradição e Inovação*. SEFE IV / BIC'2000 São Paulo. Vol. 3, pp. 53-80.
- Coutinho, R. Q., Oliveira, J. T. R., Pereira, A. C. and Oliveira, A. T. J. (1999). *Geotechnical Characterization of a Recife Very Soft Organic Clay-Research Site 2*. In: XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE. Vol. 1, pp. 275-282.
- Coutinho, R. Q., Horowitz, B., Soares, F. L. e Braga, J. M. (2005). *Steel Pile Under Lateral Loading in Very Soft Clay Deposit*. ISSMGE, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka-2005.
- Cozzolino, V. M. N. e Nogami, J. S. (1993). *Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais, Solos e Rochas*. ABMS/ ABGE. Vol. 16, Nº 2, p 77-91.
- Danziger, F.A.B. (1990). *Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles*. Tese Doutorado. COPPE/UFRJ. 593 p.
- Décourt, L. (1996). *Análise e Projeto de Fundações Profundas: Teoria e Prática*. Hachich et al. (eds.), Ed. Pini Ltda., São Paulo, Cap.8. pp.265-301.
- Décourt, L. e Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT*. In: VI COBRAMSEF, Rio de Janeiro. Vol. 1, pp. 45-53.
- Décourt, L. e Quaresma Filho, A. R. (1996). *Estabelecimento das Curvas Carga-recalque de Fundações Através de Provas de Carga em Mini-placa*. In: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - Sefe III. São Paulo/SP. Vol. 1, pp. 225-235.
- De Mio, G. (2005). *Condicionantes Geológicos na Interpretação de Ensaio de Piezocone para Identificação Estratigráfica na Investigação Geotécnica e Geoambiental*. Tese de Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP. 354 p.
- Dias, C.R.R. (1988). *Comportamento de uma Estaca Instrumentada Cravada em Argila Mole*. Tese Doutorado. COPPE/UFRJ. 391 p.
- Duarte, A.E.R. (1977). *Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí no km 7,5 da Rodovia Rio – Petrópolis*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio. 210 p.
- EMBRAPA (1978). *Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal*. Boletim Técnico, nº 53, SNLCS, Rio de Janeiro. 425 p.
- EMBRAPA (1983). *Levantamento do Reconhecimento de Baixa Intensidade dos Solos e Aptidão Agrícola das Terras de Parte da Região Geoconômica de Brasília*. Boletim de Pesquisa, nº 24, Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, Rio de Janeiro, RJ, 515 p.
- EMBRAPA (1999). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*. EMBRAPA - Solos, Rio de Janeiro, RJ. 412 p.
- Feijó, R.L. (1991). *Relação Entre a Compressão Secundária, Razão de Sobre-adensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. 167 p.
- Feijó, R.L., Martins, I.S.M. (1993). *Relação Entre Compressão Secundária, OCR e K0*. Anais, COPPEGEO'93, Rio de Janeiro, pp. 27-40.
- Fernandes, J.C. S. (1995). *Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Colapsível*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos.

- Ferreira, C. V. (1998). *Influência da inundação no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru-SP*. Tese de Doutorado, EESC/USP. São Carlos/SP. 160 p.
- Ferreira, C. V., Lobo, A. S., Albiero, J.H. e Carvalho, D. (1997). *Behavior Of Displacement, Cast-In-Place, Piles on Collapsible Soil*. In: 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburgo. Rotterdam/Brookfield: A. A.. Vol. 2. pp. 805-806.
- Ferreira, C. V., Albiero, J. H., Lobo, A. S. e Carvalho, D. (1998). *Correlações entre o Atrito Lateral Medido em Provas de Carga, em Estacas Apiloadas, Instrumentadas e Resultados de Ensaios SPT-T e CPT*, Solos e Rochas, Vol. 21, Nº 1, pp. 3-18.
- Ferreira, C. V., Lobo, A. S., Giacheti, H. L., Agnelli, N., Albiero, J. H., Carvalho, D. E Katsutani, L. T. (1996). *Campo Experimental de Fundações em Bauru*. SEFE III, ABEF/ABMS, São Paulo/SP, pp. 77-87.
- Ferreira, C.V., Lobo, A.S., Carvalho, D. e Albuquerque, P.J.R (2002). *Provas de carga em estacas tracionadas, implantadas em solo residual*. SBPN Scientific Journal, São Paulo/SP, Vol. 6 – Edição especial 2002, pp. 208-210.
- Ferreira, C.V., Lobo, A.S., Carvalho, D. e Albuquerque, P.J.R. (2003). *Influência da Inundação no Comportamento de Estacas Apiloadas, Carregadas Lateralmente*. SBPN SCIENTIFIC JOURNAL. São Paulo/SP. Vol. 7 – Edição especial - 2003, pp. 216-218. ISSN 1415-6512.
- Foá, S.B. (2001). *Análise do Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente para o Projeto de Fundações Profundas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-078A/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 200 p.
- Francisco, G.M. (1997). *Ensaio de Piezocone Sísmico em Solos*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio, 157 p.
- Francisco, G.M. (2004). *Estudo dos Efeitos do Tempo em Estacas de Fundação em Solos Argilosos*. Tese Doutorado. COPPE/UFRJ. 232 p.
- Fredlund e Xing (1994). *Equations for the Soil-Water Characteristic Curve*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, p.521-532.
- Gerscovich, D.M.S. (1983). *Propriedades da Camada Ressecada do Depósito de Argila Mole de Sarapuú*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio. 246 p.
- Giacheti, H. L. (2001). *Os Ensaio de Campo na Investigação do Subsolo: Estudos e Considerações Quanto à Aplicação em Solos Tropicais*. Livre Docência, FEB/Unesp, Bauru/SP. 301 p
- Giacheti, H. L., Coelho, V. e Carvalho, D. (1998). *Caracterização Geotécnica de dois Perfis de Solos Tropicais com Base em Ensaio de Laboratório*, XI COBRAMSEG, Brasília, Vol. 1, pp. 195-202.
- Giacheti, H. L., Peixoto, A. S. P, e Mondelli, G. (2004). *Comparação entre resultados de ensaios de penetração com os cones mecânico e elétrico em solos tropicais*, Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia, Vol. 27, Nº. 2, pp. 191-200.
- Giacheti, H. L., De Mio, G. Dourado, J.C., Malagutti Filho, W. (2006). *Comparação entre Resultados de Ensaio Sísmicos Down-Hole e Cross-Hole no Campo Experimental da Unesp de Bauru*, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba: ABMS, no prelo.

- Giacheti, H. L., Peixoto, A.S.P., De Mío, G. e Carvalho, D (2006). *Flat Dilatometer Testing in Brazilian Tropical Soils*. Second International Conference on the Flat Dilatometer, Washington/USA, pp. 103-110.
- Guimarães, I.B. (1983). *Ensaio de Cone Elétrico no Depósito Argiloso Mole de Sarapuí*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio.
- Guimarães, R. C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Late- rítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM – 090A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 141 p.
- Guimarães, R.C., Camapum de Carvalho, J. e Farias, M.M. (1997). *Contribuição ao Estudo da Utilização de Solos Finos em Pavimentação*. 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, Associação Brasileira de Pavimentação, Rio de Janeiro, RJ. Vol. 2, pp. 469-477.
- Gutierrez, N. H. M. (2005). *Influências de Aspectos Estruturais no Colapso de Solos do Norte de Paraná*. Tese de doutorado, EESC/USP. São Carlos/SP. 311 p.
- Gutierrez, N.H.M., Nóbrega, M.T. e Vilar, O.M. (2003). *Colapsibilidade de Solos Tropicais Típicos no Norte e Noroeste do Paraná*. In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense (Engeopar2003), Maringá PR. Departamento de Engenharia Civil da UEM. Vol. 1, pp. 200-215.
- Jardim, N.A. (1998). *Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti*. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM – 054A/98, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 141 p.
- Kormann, A. C. M. (2002). *Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório*. Tese de Doutorado. PEF/EPUSP. São Paulo/SP. 429 p.
- Kormann, A. C. M., Chamecki, P. R., Nascimento, N. A. e Dyminski, A. S. (1999a). *Load Tests on Continous Flight Auger Piles in the Guabirotuba Formation*. In: XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Anais). Foz do Iguaçu. Vol. 3. pp. 1537-1544.
- Kormann, A. C. M., Chamecki, P. R. (1999b). *Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR - Uma pesquisa aplicada a Fundações e Contensões*. Revista Engenharia Técnica, Paraná, Vol. 10.
- Kormann, A. C. M., Chamecki, P. R., Antoniutti Neto, Russo Neto, L. (2000a). *Ensaio de Carregamento Dinâmico: Avaliações do Set-up de uma Estaca Cravada em Argila Sobreadensada*. In: Fernando Schnaid; José Augusto Pereira Ceratti. (Org.). Geosul 2000. Porto Alegre, Vol. 1 , p. 43-51.
- Kormann, A. C. M., Chamecki, P. R., Russo Neto, L., Antoniutti Neto, L. e Bernardes, G. P. (2000b). *Estacas Hélice Contínua em Argila Sobreadensada: Comportamento em Provas de Carga Estáticas e Dinâmicas*. In: III SEFE - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo. pp. 58-70.
- Kormann, A. C. M., Chamecki, P. R., Russo Neto, L., Antoniutti Neto, L. e Bernardes, G. P. (2000c). *Behavior of short CFA piles in an over consolidated clay based on static and dynamic load tests*. In: Sussumu Nyiama; Jorge Beim. (Org.). Application of Stress-Wave Theory to Piles - Quality assurance on land and offshore piling. Rotterdam, Vol. único, pp. 707-714.
- Lacasse, S. e Lunne, T. (1988). *Calibration of Dilatometer Correlations*. Proc.ISOPT-1, Orlando, Florida, USA, pp.1539-548.

- Lacerda, W.A. Almeida, M.S.S., Santa Maria, P.E.L., Coutinho, R.Q. (1995). *Interpretation of Radial Consolidation Tests*. Proc., International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Hiroshima. Vol. 2, pp. 1091-1096.
- Lacerda, W.A., Costa Filho, L.M., Coutinho, R.Q., Duarte, E.R. (1977). *Consolidation Characteristics of Rio de Janeiro Soft Clay*. Proc., Soft Clay Conference, Bangkok, pp. 231-244.
- Lehtola, R. (1984). *Ensaio Penetrométricos em Argilas Moles do Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio.
- Lima, F. M. A. (1999). *Análise de Prova de Carga Dinâmica em Estacas Metálicas do Tipo Trilho*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Lima, G.P. (1993). *Estudo de uma Teoria Não-linear para o Adensamento Unidimensional*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. 125 p.
- Lopes, F. F. (2002). *Avaliação do Comportamento Colapsível da Camada de Solo Superficial da Região de Londrina/PR*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Estadual de Londrina. Londrina-PR.
- Lunne, T., Powell, J. J. M., Hange, E. A., Uglow, I. M. e Mokkelbost, K. H. (1990). *Correlation of Dilatometer Readings to Lateral Stress*. Specially Session on Measurement of Lateral Stress. 69th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.
- Macacari, M. F. (2001). *Variação da Capacidade de Carga com a Sucção e Profundidade em Ensaio de Placa em Solo Colapsível*. Dissertação Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Machado, S. L. (1998). *Aplicação de Conceitos de Elastoplasticidade a Solos Não Saturados*. Tese Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Mantilla, J. N. R. (1992). *Comportamento de Estacas Escavadas, Instrumentadas, a Compressão*. Tese de Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Marchetti, S. e Crapps, D.K. (1981). *Flat Dilatometer Manual*. International Report. Schmertmann and Crapps Inc. Gainesville, Florida. USA.
- Marchetti, S. (1980). *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 106, nº GT3, Proc. Paper 15290, pp. 299-321.
- Marchetti, S., Mônaco, P., Totani, G. e Calabrese, M. (2001). *The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations*. A Report by the ISSMGE Committee TC 16. Proceedings, International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories. Bali, Indonesia, pp. 95-131.
- Martins, E. S. (2000). *Petrografia, Mineralogia e Geomorfologia de Rególitos Lateríticos do Distrito Federal*. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, DF. 196 p.
- Martins, I.S.M., Santa Maria, P.E.L. e Santa Maria, F.C.M. (2006). *Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí*. Solos e Rochas, Discussão, Revista Latino-americana de Geotecnia, Vol. 29, Nº. 1, pp. 121-124.
- Massad, F., Rocha, J.L.R. e Yassuda, A.J. (1981). *Algumas Características Geotécnicas de Solos da Formação Guabirotuba*. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, 1981. Anais. pp. 706-723.

- Meireles, E.B. (2002). *Retrospectiva dos Quinze Anos de Ensaios de Piezocone em Argila Mole na COPPE/UFRJ*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- Menegotto, M. L. (2004). *Previsão da Curva Tensão x Recalque de Ensaios de Placa em Solo não Saturado*. Tese de Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP. 219 p.
- Menezes, S. M. (1997). *Análise do Comportamento de Estacas Pré-moldadas em Solo de Alta Porosidade do Interior do Estado de São Paulo*. Tese de Doutorado. PEF/EPUSP. São Paulo/SP. 377 p.
- Miguel, M. G. (1996). *Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Mota, N. M. B. (2003). *Ensaaios Avançados de Campo na Argila Porosa não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 336 p.
- NBR 12131 (1992). *Estacas – Prova de carga*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 4 p.
- NBR 6484 (1980). *Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento de Solos – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro. 17 p.
- NBR 6502 (1995). *Rochas e Solos - Terminologia*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 7181 (1984). *Solo – Análise granulométrica. Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- NBR 7182 (1988). *Solo – Ensaio de Compactação. Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 10 p.
- Oliveira, A.T.J. (2000). *Uso de um Equipamento Elétrico de Palheta em Argilas do Recife*, Dissertação de Mestrado, DEC/UFPE, 186 p.
- Oliveira, A.T.J. e Coutinho, R.Q. (2000). *Utilização de um Equipamento Elétrico de Palheta de Campo em uma Argila Mole do Recife*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia/Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, SEFE IV, BIC'2000. São Paulo, Vol. 3, pp.186-198.
- Ortigão, J.A.R. (1975). *Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ. 94 p.
- Ortigão, J.A.R. (1980). *Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro*. Tese Doutorado. COPPE/UFRJ.
- Ortigão, J.A.R. e Lacerda, W.A. (1979). *Propriedades Geotécnicas da Argila Cinza do Rio de Janeiro*. Relatório Parcial, 2.019-03.01-2/14/42, IPR/DNER.
- Ortigão, J.A.R., Collet, H.B. (1986). *A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta*. Solos e Rochas, Vol. 9, Nº. 2, pp. 33-45.
- Ortigão, J.A.R., Werneck, M.L.G., Lacerda, W.A. (1983). *Embankment Failure on Clay Near Rio de Janeiro*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, Nº. 11, pp. 1460-1479.
- Pacheco Silva, F. (1953). *Shearing Strength of a Soft Clay Deposit Near Rio de Janeiro*. Géotechnique, Vol. 3, pp. 300-306.
- Paixão, M.M.O. e Camapum de Carvalho, J. (1994). *Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília*. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. Recife, pp. 105-110.

- Palmeira, E.M. (1981). *Utilização de Geotêxteis como Reforço de Aterros Sobre Solos Moles*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- Pastore, E.L. (1996). *Descrição do Perfil de Solo do Campo Experimental da UNB*. Comunicação Pessoal confirmada em setembro de 2000.
- Peixoto, A. S. P. (2001). *Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações*. Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP. 510 p.
- Peixoto, R. J., Feitosa, J. H. P., Gitirana Jr, G. F. N., Cunha, R. P. E Carvalho, J. C. (2001). *Superfície de Estado do Solo Poroso Colapsível do Distrito Federal (Brasil)*. IV Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. edit. Porto Alegre/RS, p. 93.
- Powel, J.J.M., Shields, C.H., Dupla, J.C., Mokkelbost, K.H. (2001). *A New DMT Method for the Design of Axially Loaded Driven Piles in Clay Soils*. Submitted for publication.
- RADAMBRASIL (1982). *Brasília: Geologia, Geomorfologia, Pedologia, Vegetação e Uso Potencial da Terra*. Ministério das Minas e Energia. Secretaria Geral, Folhas SD 23, Rio de Janeiro, RJ 660 p.
- Randolph, M.F., Simons, H.A. (1986). *An Improved Soil Model for One-dimensional Pile Driving Analysis*. Proc., 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, pp. 3 –17.
- Rezende, M. E. B. (1996). *Análise de Recalques de Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro Através de Provas de Carga In-Situ e em Modelos Centrifugados*. Tese de Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Robertson, P.K. (1990). Soil classification *Using the Cone Penetration Test*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 27, Nº 1, pp. 151-158.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Greig, J. (1986). *Use of Piezometer Cone Data*. Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 1263-80, American Society Of Engineers (ASCE).
- Rocha Filho, P., Alencar, J.A. (1985). *Piezocone Tests in the Rio de Janeiro Soft Clay Deposit*". Proc., XI ICSMFE, San Francisco. Vol. 2, pp. 859-862.
- Rocha, G. C., Barros, O.N.F. e Guimarães, M. F. (1991). *Distribuição Espacial e Características dos Solos do Campus da Universidade Estadual de Londrina, Londrina/PR*. Semina, Vol. 12, Nº 1, pp. 21-25.
- Sales, M.M. (1988). *Análise de Ensaio de Piezocone em Argilas Moles*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio.
- Sales, M. M. (2000). *Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas*. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/002A, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 229 p.
- Sampaio Junior, J. L. C. (2003). *Parâmetros Geotécnicos das Regiões Sul e Sudeste do Brasil, Obtidos por Meio de Pressiômetro Autoperfurante*. Tese de Doutorado. PEF/EPUSP. São Paulo/SP. 312 p.
- Santos, T. R. S. (2001). *Atrito Lateral e Resistência de Base em Tubulões a Céu Aberto em Solos Colapsíveis*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.



- Sayão, A.S.F.J. (1980). *Ensaio de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí*. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio. 201 p.
- Senna Jr., R.S. (1993). *Distribuição de Carga em Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Silva, P. A. B. A. (1996). *Capacidade de Carga de Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP.
- Smith, E.A.L. (1960). *Pile Driving Analysis by the Wave Equation*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division.. Vol. 86, N° SM4, pp. 35 – 61.
- Soares, F. L. (2003). *Análise de Provas de Carga Dinâmica em Tubulões a Céu Aberto no Campo Experimental de Fundações da EESC*. Dissertação de Mestrado. EESC/USP. São Carlos/SP. 158 p.
- Soares, F. L. (2006). *Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Pré-Moldadas Instrumentadas em Depósitos Argilosos*. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife/PE. 258 p.
- Soares, M.M., Almeida, M.S.S. e Danziger, F.A.B. (1987). *Piezocone Research at COPPE/UFRJ*. Proc., 6th Int. Symp. on Offshore Eng., Rio de Janeiro. pp. 226-242.
- Soares, M.M., Dias, C.R.R. (1989). *Behaviour of an Instrumented Pile in the Rio de Janeiro Clay*. Proc., XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 319-322.
- Soares, M.M., Lunne, T., Almeida, M.S.S., Danziger, F.A.B. (1986a). *Ensaio com Piezocones COPPE e Fugro em Argila Mole*. Anais, VI COBRAMSEF, Porto Alegre, Vol. 2, pp. 75-87.
- Soares, M.M., Lunne, T., Almeida, M.S.S., e Danziger, F.A.B. (1986b). *Ensaio de Dilatômetro em Argila Mole*. Anais, VI COBRAMSEF, Porto Alegre, Vol. 2, pp. 89-98.
- Soares, P. C, Landim, P. M. B., Fúlfaro, V. J., Amaral, G., Suguio, K., Coimbra, A. M., Sobreiro Neto, A. F., Giancursi, F., Correa, W. A. G. e Castro, C.G.I. (1979). *Geologia da Região Sudeste do Estado de São Paulo*, Simpósio Regional de Geologia, 2, SBG, pp. 307-319.
- Souza, A. (1993). *Utilização de Fundações Rasas em Solo Superficial Colapsível de Ilha Solteira*. Dissertação de mestrado. EESC/USP. São Carlos/SP. 125 p.
- Sousa, L.C.M. (2003). *Estudo Experimental do Comportamento de Sapatas Assentes em Solo Poroso Reforçado*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 133 p.
- Sully, J.P. e Campanella, R.G. (1991). *Effect of Lateral Stress on CPT Penetration Pore Pressures*. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. Vol. 117, N° 7, pp. 1082-1088.
- Teixeira, A. H. (1993). *Um Aperfeiçoamento das Sondagens de Simples Reconhecimento à Percussão*. In: ABMS, EESC/USP, Solos do Interior de São Paulo, Capítulo 4, São Carlos, pp. 75-93.
- Teixeira, A.H. (1996). *Projeto e Execução de Fundações*. In: SEFE III, São Paulo. Vol. 1, pp. 34-35.
- Terra, B.R.C.S.S.R. (1988). *Análise de Recalques do Aterro Experimental II Sobre a Argila Mole de Sarapuí com Elementos Drenantes*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. 234 p.
- Vargas, M. (1978). *Introdução a Mecânica dos Solos*, 2ª. Edição, McGraw-Hill Book, 509 p.
- Vianna, A. P. F. (2005). *Influência da Dimensão e da Sucção Matricial no Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solo Arenoso Não-Saturado*. Tese de Doutorado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos/SP. 308 p.



- Vieira, L.O.M. (1988). *Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. 137 p.
- Vieira, M.V.C.M. (1994). *Ensaio de Dilatômetro na Argila Mole do Sarapuú*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, 309 p.
- Vieira, M.V.C.M., Danziger, F.A.B., Almeida, M.S.S., Lopes, P.C.C. (1997). *Dilatometer Tests at Sarapuú Soft Clay Site*. Proc., XIV ICSMFE, Hamburgo. Vol. 1, pp. 161-162.
- Vieira, A. M. e Marinho, F. A. M. (2001). *Variação Sazonal de Sucção em um Talude de Solo Residual em São Paulo*. In III Congresso Brasileiro de Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 287-295.
- Werneck, M.L.G., Costa Filho, L.M., França, H. (1977). *In Situ Permeability and Hydraulic Fracture Tests in Guanabara Bay Clay*. Proc., Soft Clay Conference, Bangkok, pp. 399-418.
- Wroth, C.P. (1984). *The Interpretation of In Situ Tests*. Géotechnique. Vol. 34, N° 4, pp. 449-489.
- Yamada, M. C. (1999). *Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Perfil de Solo Tropical do Campo Experimental da Unesp – Bauru*, Relatório de Pesquisa, Iniciação Científica, CNPq, 72 p.
- Zuquete, L.V. (1987). *Análise Crítica da Cartografia Geotécnica e Proposta Metodológica para Condições Brasileiras*. Tese de Doutorado. EESC/USP. São Carlos/SP. 3 Vols. 673 p.