

111 Novembro
2007

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

Luís Leal Lemos, FCTUC

DIRECTOR - ADJUNTO:

Newton Moreira de Souza, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

Nuno Guerra, IST
Marília Pereira, LNEC
Márcio Muniz de Farias, UnB
Maria Giovana Parizzi, UFMG

A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez, em Junho de 1971, tendo como fundador Úlpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano. A partir de Março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pelas Sociedades de Geotecnia de Portugal e Brasil: SPG, ABMS e ABGE.

COMISSÃO EDITORIAL 2007-2008

A. Gomes Coelho, Lisboa
A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães
A. J. Correia Mineiro, Lisboa
A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa
Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS, Porto Alegre
Alberto Garrido, TG7, Porto
Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ, Rio de Janeiro
António Cardoso, FEUP, Porto
António Pinelo, IEP, Almada
António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa
Benedito S. Bueno, USP, São Carlos
C. Dinis da Gama, IST, Lisboa
Celso Lima, Hidrorumo, Porto
Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG, Pelotas
Dario Cardoso de Lima, UFV, Viçosa
E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO, Rio de Janeiro
E. Maranha das Neves, IST, Lisboa
Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG, Belo Horizonte
Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV, Viçosa
Ely Borges Frazão, São Paulo
Emílio Velloso Barroso, UFRJ, Rio de Janeiro
F. Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa
F. Peres Rodrigues, Enarco, Lisboa
Fernando A. B. Danziger, UFRJ, Rio de Janeiro
Fernando Saboya, UENF, Campos do Goytacases
Francis Bogossian, Geomecânica, Rio de Janeiro
Frederico Garcia Sobreira, UFOP, Ouro Preto
H. Novais Ferreira, LECM, Macau
J. Barreiros Martins, Braga
J. Castel-Branco, Lisboa
J. de Oliveira Campos, UNESP, São Paulo
J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa

J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto
J. Moura Esteves, Lisboa
J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa
José F. T. Jucá, UFPe, Recife
José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa
Lindolfo Soares, USP, São Paulo
Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP, Ouro Preto
Luiz António Bressani, UFRGS, Porto Alegre
Luiz Ferreira Vaz, Themag, São Paulo
Luiz Nishiyama, UFU, Uberlândia
Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa
M. Matos Fernandes, FEUP, Porto
Marcus P. Pacheco, UERJ, Rio de Janeiro
Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe, Recife
Maria Eugênia Boscov, USP, São Paulo
Maria Lurdes Lopes, FEUP, Porto
Maurício Ehrlich, UFRJ, Rio de Janeiro
Milton Vargas, Themag, São Paulo
Nuno Grossmann, LNEC, Lisboa
Osni José Pejón, USP, São Carlos
Oswaldo Augusto Filho, USP, São Carlos
Pedro Sêco e Pinto, LNEC, Lisboa
R. F. de Azevedo, UFV, Viçosa
Renato Pinto da Cunha, UnB, Brasília
Ricardo Oliveira, Coba, Lisboa
Romero César Gomes, UFOP, Ouro Preto
Rui M. Correia, LNEC, Lisboa
Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa
Tácio M. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro
Waldemar Hachich, USP, São Paulo
Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo

 SPG a/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 33 21 Fax: (+351) 21 844 30 21 e-mail: spg@lneq.pt http://www.lneq.pt/SPG	 ABMS Av. Prof. Almeida Prado, 532 IPT – Prédio 54 05508-901 São Paulo, Brasil Tel./Fax: (+55.11) 3768 7325 e-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 ABGE Av. Prof. Almeida Prado, 532 IPT – Prédio 59 05508-901 São Paulo, Brasil Tel.: (+55.11) 3767 4361 Fax: (+55.11) 3719 0661 e-mail: abge@ipt.br http://www.abge.com.br
--	--	--

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da ABGE.

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.

Execução gráfica: Impressão na Cor Cumum em Portugal.

ISSN 0379-9522 – Depósito Legal em Portugal: 214545/04

- 5** **Relato da experiência portuguesa em ensaios de carga em estacas. Parte I: Acções verticais** **A. Viana da Fonseca**
- 59** **Relato da experiência portuguesa em ensaios de carga em estacas. Parte II: Acções horizontais** **Jaime A. Santos**
- 99** **Campos experimentais brasileiros** **Erinaldo H. Cavalcante, Fernando A. B. Danziger, Heraldo L. Giacheti, Roberto Q. Coutinho, Adriano Souza, Alessander 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, Nелсі Helena Maia Gutiérrez, Paulo J. Rocha de Albuquerque, Paulo Roberto Chamecki, Renato Pinto da Cunha, Raquel Souza Teixeira, Stélio Maia Menezes, Willy Alvarenga Lacerda**

Editorial

Durante o III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, que decorreu em Curitiba em Agosto de 2006, foi organizado um “Workshop” dedicado aos Campos Experimentais de Fundações Indirectas, que reuniu contribuições de investigadores e profissionais da prática da engenharia Portuguesa e Brasileira.

Dado o interesse e a importância do trabalho realizado, publica-se neste número da revista Geotecnia as contribuições então apresentadas, com o objectivo de que cheguem até ao mais amplo número de associados das sociedades de Geotecnia portuguesa e brasileiras, estando a Direcção da revista certa da utilidade e benefício que delas se poderá retirar. Dada a extensão dos trabalhos em causa, o presente número da revista é-lhes totalmente dedicado.

Neste número da revista Geotecnia anuncia-se, também, que a submissão de trabalhos à revista passará a ser feita electronicamente através do endereço <http://www.revistageotecnia.com>.

É igualmente através deste endereço que se fará a comunicação entre a direcção da revista e os autores, assim como entre aquela e o seu corpo editorial, para a revisão dos trabalhos. Espera-se que esta nova ferramenta constitua um útil instrumento de trabalho para a direcção e para autores e revisores. Devido à existência desta interface, as normas de submissão de trabalhos, que podem ser encontradas na última página da revista, sofreram pequenas adaptações.

A DIRECÇÃO DA REVISTA GEOTECNIA

RELATO DA EXPERIÊNCIA PORTUGUESA EM ENSAIOS DE CARGA EM ESTACAS. PARTE I: ACCÇÕES VERTICAIS

Report on the Portuguese experience on pile load tests. Part I: vertical loading

A. Viana da Fonseca*

RESUMO – No âmbito do Workshop sobre Campos Experimentais de Fundações Indirectas incluído no XIII COBRAMSEG, III CLBG e IV SBMR, cujos enunciados objectivos eram os de consolidar e trocar experiências entre investigadores e profissionais de engenharia geotécnica portugueses e brasileiros, decidiu-se previamente elaborar um relato geral sobre as experiências nacionais com estes estudos. O levantamento que aqui se expressa, da responsabilidade do autor, foi o mais exaustivo possível e decorreu de diversos apelos à Comunidade Geotécnica Portuguesa, respeitando exclusivamente ao comportamento de fundações profundas, tanto para carregamentos verticais, como para horizontais. O resultado é fruto do desenvolvimento nos últimos anos de inúmeros projectos de investigação, muitos deles liderados por grupos universitários, com o apoio de empresas de fundações, incluindo muitas vezes boas campanhas de caracterização dos maciços envolvidos e ensaios de protótipos de estacas (em muitos casos bem instrumentadas), sujeitas a carregamentos verticais e (ou) horizontais, que permitiram identificar com rigor parâmetros específicos de cálculo. Muitos dos relevantes empreendimentos de grandes infraestruturas, que marcaram recentemente a Engenharia Portuguesa, e o novo enquadramento que os Eurocódigos Estruturais deram aos projectos e execução das estruturas, marcaram a consagração dos ensaios de carga como aferidores dos critérios de cálculo. Fazem-se considerações sobre estes novos critérios de dimensionamento de estacas, antes de se descrever o conjunto de ensaios que os procuraram cumprir. Muitos destes resultados foram já publicados de forma diversa, mas a sua divulgação é restrita no círculo dos profissionais de engenharia, pelo que se procurou identificar essas fontes.

SYNOPSIS – The Workshop on Experimental Sites on Deep Foundations integrated in the XIII COBRAMSEG, III CLBG and IV SBMR, had the primary objective of consolidating, merging and exchanging experiences among Portuguese and Brazilian researchers, geotechnical engineers and practitioners. Within its scope, a general report on the National experiences on this subject was proposed and presented at the event. The review herein expressed is, at the author's responsibility, the most extensive possible and followed several appeals to the Portuguese Geotechnical community, focused exclusively to the behaviour of deep foundations to vertical as well as to horizontal loads. The result is fruit of the development of several research projects in recent years, many of which led by university groups, supported by foundation industry companies, often including good soil characterization surveys, and tests on prototype piles (well instrumented in many cases) subjected to vertical and horizontal loads, which have enabled to accurately determine specific design parameters. The relevant enterprise of great infrastructures, which recently patterned the Portuguese Engineering, and the new framework provided by the Structural Eurocodes for project design and construction of structures, have led to an increasing application of load tests as means of checking design criteria. Considerations regarding these new design criteria for piles, followed by the description of a set of tests is made. Many of these results have already been published elsewhere, but its widespread has been limited to the circle of engineering professionals, hence the thorough identification of those sources.

PALAVRAS CHAVE – Estacas, Acções verticais, Campos experimentais, Dimensionamento, Eurocódigo.

* Professor Associado, Dep. de Eng^a Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
E-mail: viana@fe.up.pt

1 – INTRODUÇÃO

Sob o patrocínio da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS) e da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), a Comissão Organizadora do XIII COBRAMSEG, III CLBG e IV SBMR, convidou alguns colegas para, no âmbito de um Workshop sobre Campos Experimentais de Fundações, fazer uma síntese da experiência de cada nação nesta matéria.

O objectivo desta iniciativa era o de consolidar e trocar experiências entre investigadores e profissionais de geotecnia portugueses e brasileiros, que trabalhem nesta área, com ênfase para o comportamento de fundações profundas instaladas em diferentes perfis geológico-geotécnicos, tais como maciços sedimentares – areias soltas e compactas, argilas moles a rijas, etc - e solos residuais, solos colapsíveis, ou outros regionalmente relevantes, quando sujeitas a carregamentos verticais e (ou) horizontais. Esta iniciativa decorre do desenvolvimento nos últimos anos de projectos de investigação, muitos deles liderados por académicos e com o apoio de empresas da especialidade de fundações, que incluíram conjuntos significativos de ensaios de caracterização de diversos tipos de maciço terrosos e, subsequentemente, ensaios sobre protótipos de fundações indirectas (estacas moldadas e cravadas executadas de forma diversa, em muitos casos bem instrumentadas), sujeitas a carregamentos verticais (ou axiais), tanto em compressão como em tração, ou horizontais. Em alguns raros casos, os ensaios foram realizados sobre estacas em verdadeira grandeza (como projectadas...). Estes estudos – alguns traduzidos em dissertações de mestrado e doutoramento, contribuíram para identificar com maior rigor parâmetros específicos de cálculo. Muitos destes resultados foram publicados de forma diversa e em locais relevantes cientificamente, mas, às vezes, de divulgação restrita no círculo dos projectistas e dos profissionais da área da fiscalização, bem como dos construtores.

Havendo uma clara falta de sistematização, tanto em termos das condições geológico-geotécnicas, como da tipologia utilizada na execução das estacas, e por se considerar que tanto de um lado como do outro do Atlântico, foram recentemente notórias as manifestações de apreço por duas destas iniciativas (lideradas pela UNICAMP, em Campinas, São Paulo, Brasil, e pela FEUP, no Porto, Portugal, com a colaboração do IST e no âmbito do ISC'2) proporcionou-se com alguma oportunidade a ocasião para se discutirem estas investigações.

O presente relato é o corolário dos apelos à comunidade geotécnica Portuguesa, feitos a partir dos dois fóruns que congregam os profissionais de geotecnia (e, por isso, de fundações): o Grupo de Trabalho de Geotecnia (GTG) da Ordem dos Engenheiros (a que pertencem os Especialistas em Geotecnia da Associação Profissional dos Engenheiros Portugueses) e a própria SPG, na expressão dos seus sócios. Ao fazer o apelo directo a todos, o coordenador do relato, embora esteja ciente de que é tarefa impossível, procurou chegar a todos estes colegas e aos que com eles se relacionam(aram) bem como às empresas da especialidade, a quem se deve muitas vezes a materializações destes ensaios. O resultado deste levantamento não é o mais desejável, mas foi o possível, tendo-se nele bases para um trabalho mais profundo no futuro.

2 – BREVE RESENHA HISTÓRICA E ENQUADRAMENTO DO RELATO

2.1 – Alguns olhares para uma história exígua

Os ensaios de carga em estacas foram tidos em Portugal, desde que esta técnica foi estabelecida na prática de engenharia de fundações, como meios de verificação de capacidade de carga (Resistência à Compressão). Disso é exemplo o ensaio da estaca-pilar (ver Figura 1) no Pavilhão das

Oficinas e Laboratório da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), nos anos 30 do século 20, e referido por Lousada Soares (1992).



Fig. 1 – Ensaio de estaca-pilar no Pavilhão das Oficinas e Laboratório da FEUP, Anos 30 (Lousada Soares, 1992).

Magro e Veloso (1987) apresentam o primeiro documento do conhecimento do autor, em publicações nacionais de cariz técnico, sobre critérios de avaliação da capacidade de carga de estacas, com base na previsão do andamento das curvas de carregamento em ensaios sob protótipos. Neste trabalho pioneiro, os autores – experientes projectistas da então líder empresa de fundações em Portugal, a Teixeira Duarte, SA –, divulgam a teoria de Cambefort sobre o comportamento de estacas em terreno homogéneo, procurando generalizá-la a solos heterogéneos, e estabelecem os critérios para definição das carga de fluência a partir de pontos característicos das curvas de carregamento. Em corolário, os autores analisam a partir de alguns casos práticos da bibliografia e outros de obras da sua responsabilidade (ou acompanhadas) os parâmetros de correlação entre as características geotécnicas dos terrenos, deduzidas de ensaios in situ, e condicionadas pela tecnologia de execução da estaca, com os parâmetros de transferência de carga, tanto no fuste como na ponta. Destes enfatizam as propostas, já à data com boa fundamentação no documento regulamentar francês - DTU 13.2 “Fondations Profondes” –, decorrentes dos trabalhos desenvolvidos no LCPC pela equipa liderada por Bustamante (Bustamante e Gianceselli, 1981, 1983; Hurtado, 1984).

Estes trabalhos, iniciados em França na década de 60, quer pela importância atribuída à carga de fluência e conseqüente normalização dos ensaios de carregamento, quer pela previsão dos assentamentos através de métodos puramente elásticos ou de métodos numéricos baseados na teoria pressiométrica, provaram que nem os métodos elásticos explicam porque razão é que as curvas carga-assentamento apresentam as formas que se conhecem (com clara curvatura e com pontos singulares de inflexão), nem as teorias clássicas de cálculo à rotura (que admitem que a carga limite de uma fundação profunda é a soma dos termos de ponta e de atrito lateral, determinados separadamente em função do ângulo de atrito e da coesão, e com pressupostos de mecanismos de rotura na

base da fundação pouco realistas e de atrito lateral supondo impulsos referenciados aos estados limites dos solos), reproduzem convenientemente o comportamento das estacas, sendo comprovadamente muito dependentes da execução e dos materiais de interface. Em acréscimo, os autores salientam que os factores de transferência foram determinados experimentalmente através de ensaios em estacas ou penetrómetros de pequeno diâmetro, o que põe em causa a sua consideração nas estacas correntes – já então de diâmetros bastante superiores e hoje ainda mais.

Uma outra, e importante, questão levantada por Magro e Veloso (1987) é a de que estas teorias subentendem que as resistências de ponta e de atrito lateral se desenvolvem simultaneamente durante o assentamento da fundação, o que se afasta da realidade, dependendo muito das características relativas de rigidez e resistência dos materiais da estaca e do maciço envolvente (e neste, na base e fuste). Em estacas compressíveis, o assentamento à cabeça é muito maior que na ponta, mobilizando-se o atrito lateral na parte superior muito mais cedo que na parte inferior, podendo não se dar transferência de carga à ponta. Por tudo isto, apareceram então regras, como por exemplo limitar os assentamentos para a carga de serviço a uma polegada. Pela dificuldade em calcular o assentamento da fundação, passou-se a recorrer a ensaios de carga, embora com as dificuldades inerentes ao preço e à interpretação.

Só na década de 60 foram efectuados os primeiros cálculos de assentamento de estacas em elasticidade linear, integrando as equações de Mindlin, conduzindo a soluções paramétricas adimensionais como as de Poulos e Davis (1980), conduzindo a uma recta no gráfico de carregamento, não explicando as formas não lineares das curvas de ensaio.

2.1.1 – Da teoria ao semi-empirismo

Cambefort (1964) revolucionou o estado dos conhecimentos ao admitir que a rotura em atrito lateral se dá por deslizamento relativo do solo e da estaca e não, como supunham algumas teorias, e continuaram a assumir, por plastificação de volumes inteiros de solo até à superfície.

A originalidade desta teoria reside no facto de partir directamente de leis de comportamento deduzidas de observações experimentais sobre estacas reais, não pressupondo à priori qualquer lei constitutiva do solo, ainda que a considere sob certos aspectos (Magro e Veloso, 1987). No início do carregamento há adesão entre o fuste da estaca e o solo envolvente, isto é, o assentamento do solo no contacto imediato com a estaca é igual ao assentamento desta e a tensão tangencial de atrito varia linearmente com o assentamento. A partir de uma certa carga, a deformação do solo à superfície atinge um valor máximo ou característico, sendo que, para cargas crescentes à cabeça, a estaca afunda-se mais rapidamente que o solo, dando-se o deslize entre este e o fuste. O assentamento do solo propaga-se em profundidade, mantendo-se a adesão abaixo da zona afectada pelo deslize.

A lei de atrito limite máximo, correspondente ao assentamento característico ($F_{max} = A + B y_1$), facilita o estudo das fundações profundas em solos estratificados (Cambefort, 1964), leva Baguelin e Venon (1971) a desenvolverem a teoria, distinguindo o comportamento de estacas curtas e longas, consoante a ponta reage ou não antes do atrito saturar à cabeça, e precisando as fases das respectivas curvas de carregamento. Estas fases estão associadas a esquemas muito simples de desenvolvimento do atrito lateral, da sua saturação em algumas zonas e simultaneidade ou não da mobilização da reacção de ponta. Os pontos característicos que definem as várias fases de comportamento de estacas curtas e longas estão representadas na Figura 2.

A curva de carregamento de uma estaca curta pode ser apresentada em duas fases praticamente lineares, uma durante o desenvolvimento do atrito lateral até saturar à cabeça, com mobilização parcial da reacção de ponta (fase 2-3), outra após a saturação do atrito em toda a altura da fundação (fase limite além do ponto 4).

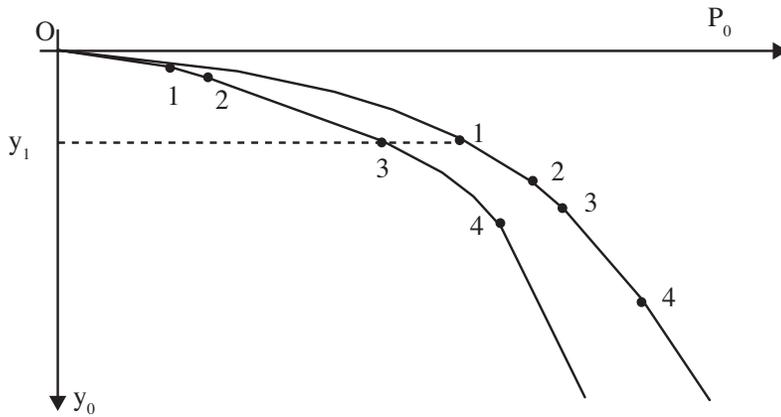


Fig. 2 – Pontos característicos de curvas de ensaio de carga verticais em estacas – interpretação de Cambefort (Bageulin e Venon, 1971, e Magro e Veloso, 1987).

O atrito mantém-se então constante e só a ponta continua a reagir segundo uma lei linear até ao seu punçoamento. A curva da estaca longa pode, por sua vez, ser modelada numa só fase linear, antes do punçoamento da ponta (fase limite além do ponto 4). Estas fases lineares facilitam a interpretação dos ensaios de carga e a determinação dos parâmetros de interacção, em especial no caso de estacas curtas. Daqui se vê a importância dos ensaios de carga e como a sua interpretação (mesmo sem extensometria interna) permite aferir os cálculos.

É importante salientar que os parâmetros relativos ao atrito lateral são independentes da profundidade e que a mobilização dos esforços a um dado nível só depende de uma variável: o assentamento absoluto a esse nível. Isto significa que os fenómenos de mobilização do atrito lateral ou da resistência de ponta são fenómenos locais e o que se passa à cabeça ou próximo da ponta não afecta o que se passa a meio da estaca.

Assim, e como os autores sugerem enfaticamente, os parâmetros de interacção podem ser determinados utilizando uma estaca piloto de pequeno diâmetro, dispensando os ensaios de carga clássicos, muito dispendiosos quando as estacas são de grande diâmetro. Haverá, no entanto, que definir a esbelteza da estaca piloto e o seu processo de carregamento, com base numa estimativa prévia daqueles parâmetros, de modo a poder medir a sua resistência de ponta, pois se a esbelteza for muito grande corre-se o risco de aquela não ser mobilizada (Magro e Veloso, 1987).

Só em terrenos de muito boa qualidade, onde raramente se justifica a execução de estacas, ou em condições em que o encastramento da base se faz muito deficientemente, é que a ponta de uma estaca dimensionalmente “curta” pode não reagir antes de o atrito saturar à cabeça e então a estaca comporta-se como longa. É natural, portanto, que quase todas as estacas de prática corrente não tenham comportamento puro de estacas longas, ou seja, em que a propagação do atrito máximo até à ponta se traduz no aumento da curvatura do gráfico de carregamento e a partir daí a reacção de ponta continua a aumentar, mantendo-se constante o atrito lateral. A carga última da estaca, tida por critérios de admissibilidade de deformação, pode ser atingida antes de se verificar a rotura global (por punçoamento, por hipótese) da base.

Ora, é precisamente por estas condições de controlo relativamente complexo da transferência de carga em fuste e ponta – mesmo numericamente – que as teorias simplificadas, como a percur-

sora de Cambefort, que têm em conta esse mecanismo, se adaptam bem à realidade, permitindo a um geotécnico experiente interpretar com relativa facilidade uma curva real de ensaio, mesmo homogeneizado um solo naturalmente heterogéneo, justapondo-lhe, após algumas tentativas, uma curva teórica derivada a partir de 5 parâmetros de interacção (Cambefort, 1964, Massad, 1992 e 2002; Massad e Lazo, 1998).



Fig. 3 – Ilustração dos ensaios de estacas nas instalações da Quimigal (T. Duarte, 1981).

Magro e Veloso (1997) provam-nos com alguns exemplos de análise, sejam de campos experimentais de referência internacional - como são os casos de Rubaix (Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 119 Mai-Juin 1982), da SETRA ("Essai statique de fondations profondes – Project et mode opératoire" MS.IS-6, LCPC, Maio 1970), de uma Microestaca em Libourne (Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 128 Nov.-Déc. 1983) e de uma coluna de brita em Chamnord (Revue Française de Géotechnique, nº5, Nov. 1978) – e, muito substancialmente (à luz do presente relato) de campos experimentais nacionais coordenados pela equipa da Teixeira Duarte: ensaio em Luanda (Relatório do Laboratório de Engenharia de Angola, nº 14.212, Out. 1972); ensaio nas instalações da Quimigal, EP, em Lisboa, Figura 3, (Relatório T. Duarte, Lda. Nº 2762, Abril 1981) e ensaio da Ponte Ferroviária sobre o Rio Douro (Relatório Ferdouro nº 02.40.02, Abril 1985).

Na análise que fazem, os autores citados propõem a avaliação da "capacidade de suporte", com base na previsão da curva de assentamento derivada dos parâmetros de interacção de Cambefort, concluindo que a carga de fluência é uma característica estável, independente dos patamares de carga. Esta, definida como sendo a carga a partir da qual as velocidades de deformação aumentam muito rapidamente (e correspondente aproximadamente à mudança acentuada de inclinação da curva carga-assentamento), assumindo a importância pelo facto de que, para toda a carga que lhe é inferior, as deformações evoluirão muito pouco em função do tempo. Apontam para assentamentos à cabeça, correspondentes à carga nominal, pequenos e geralmente compreendidos entre 0,2 e 2% do diâmetro da estaca. Perante a dispersão dos assentamentos verificados em estacas idênticas e igualmente carregadas, os mesmos autores apontam para a afectação da carga de fluência de um coeficiente de segurança compreendido entre 1,2 e 1,6, mas geralmente igual a 1,4, obtendo-se, assim, carga nominal. É interessante referir que as mais recentes metodologias dos códigos france-

ses (Bustamante e Frank, 1999), definem a carga admissível em estado limite de utilização, seguindo o mesmo princípio.

O autor deste relato enfatizou esta referência ao trabalho relativamente precursor (Magro e Veloso, 1987), pela enfática importância que então se dava aos ensaios de carga, e sua metodológica interpretação, que à data da sua publicação apresentava-se como indiciador de um futuro diferente na prática do dimensionamento de fundações indirectas em Portugal, como se viria a verificar e como decorre dos casos a seguir apresentados.

2.2 – Porquê um relato sobre campos experimentais

Ao idealizar-se um documento destes, as comissões Portuguesa e Brasileira pretenderam lançar as bases de uma sessão pública que visasse debater sobre a relevância deste assunto no projecto de fundações – recentemente bem expresso no código europeu –, e, também, procurasse apresentar os resultados dos trabalhos que haviam sido realizados com algum cariz “científico” (não só académico!), que de alguma forma fornecessem informação útil para o projecto de estacas em cada um dos nossos países. Os documentos assim gerados, constituir-se-iam em bases de trabalho para os colegas que se debatem com projectos muitas vezes pouco suportados por experiências regionais, e que teriam aí algumas bases de dados úteis para a sua prática de cálculo e controlo.

O formato de enquadramento dos “campos experimentais elegíveis” pode-se resumir assim:

- i) possuir investigação geotécnica credível e cuidada da área, com ensaios de campo e(ou) de laboratório de boa qualidade, com resultados disponíveis para consulta (ainda que sob autorização dos “proprietários”);
- ii) terem sido realizados no local ensaios de carga em, pelo menos, um tipo de fundação, com resultados já publicados;
- iii) ter um ou mais investigador sénior envolvido (ainda que como consultor), com experiência em fundações;
- iv) ter referência bibliográfica própria, através de publicação em, pelo menos, um artigo da área geotécnica, com referência a esse Campo Experimental (ou submetido nos casos mais recentes);
- v) ter reconhecimento consensual no meio geotécnico de que se pode considerar um Campo Experimental, como contributo de aprofundamento de conhecimentos na perspectiva do projecto de fundações profundas.

Assim, para que o Campo Experimental fosse considerado neste relato, devia estar consolidado, não deixando, porém, de olhar para algumas investigações práticas mais ou menos recentes, em obras particulares, que poderiam ser tratadas no texto em um item específico, desde que recolhidas informações interessantes.

O relato Português, subdividiu-se em duas partes: uma orientada pelo coordenador, especificamente sobre carregamentos verticais, e outra sobre carregamentos horizontais, da responsabilidade do Prof. Jaime Santos do IST-UTL, e que procede este texto.

Para que esta iniciativa fosse frutuosa, solicitou-se a todos os Colegas da SPG e Especialização em Geotecnia da Ordem dos Engenheiros que ajudassem à identificação destes estudos. O resultado deste apelo é o que se apresenta no que segue, e pode ser visto como fruto de uma realidade nacional.

3 – DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS CARREGADAS VERTICALMENTE COM BASE EM ENSAIOS

3.1 – Bases das metodologias de cálculo

Têm sido duas as vias principais de dimensionamento de estacas: (a) dedução de parâmetros fundamentais dos solos (resistência, τ_{fb} , e rigidez, G) através de ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas ou de correlações com ensaios *in situ*, para posterior uso das fórmulas estáticas clássicas de equilíbrio vertical (com recorrentes erros na derivação de parâmetros mecânicos dos solos que servem de *input* a estas formulações, que, por sua vez, recorrem a mecanismos idealizados de rotura, mas pouco realistas); ou, (b) correlacionar directamente a resistência lateral (fuste) e de ponta (base) com parâmetros obtidos directamente dos ensaios *in situ*, como sejam N_{SPT} , p_L (PMT) ou q_c (CPT). Estes últimos são validados por ensaios realizados sobre estacas em verdadeira grandeza.

Uma ou outra via enferma sempre e inevitavelmente de uma incerteza: a de que os resultados dos ensaios *in situ* são realizados sobre o solo na sua condição natural indeformada e, assim, poderão não reflectir o seu estado alterado – particularmente em redor da estaca por via da instalação. Este problema é particularmente relevante em estacas cravadas, mas também (e erradamente escamoteado) nas moldadas (escavadas) clássicas, e de trado, pois as condições de execução são manifestamente irreprodutíveis. Por essa razão, todos os métodos de previsão ou de cálculo são muito discutíveis e devem ter por base ensaios de carga.

Nas últimas duas décadas, alguns grupos internacionais de investigadores desenvolveram exercícios de estimativa de comportamentos de estacas carregadas verticalmente em condições controladas, aplicando análises metodológicas (ou seja, usando diversos métodos de cálculo e resultados de diferentes ensaios que as baseassem), tanto à posteriori ou à priori (verdadeiramente os mais interessantes, por se apresentarem isentos de manipulação paramétrica) dos próprios “ensaios” e, assim, procurarem identificar a melhor ou menos ajustada adaptabilidade dos mesmo aos casos testados. Das análises comparativas e da dispersão de resultados já se vai tendo muitas provas, sendo tal ilustrado por exemplo no trabalho apresentado por Briaud e Tucker (1988), expresso na Figura 4, em que se apresenta uma análise comparativa de um grande número de previsões, versus o valor observado da capacidade de carga de 98 ensaios de estacas.

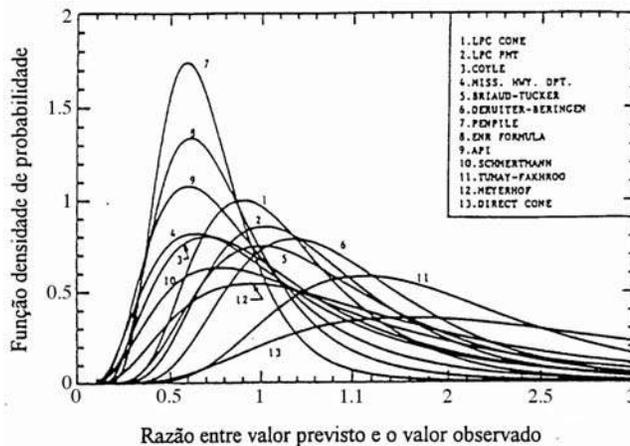


Fig. 4 – Distribuição probabilística para 13 métodos de previsão da capacidade de carga de estacas baseada em 98 ensaios de estacas (Briaud e Tucker, 1988).

Como se vê, a falta de fiabilidade dos métodos de dimensionamento baseados no cálculo e utilizando pressupostos de distribuição de tensões muitas vezes de cariz semi-empírico, traduz-se em variações preocupantes entre resultados de diversos métodos de previsão.

Entre muitos outros exercícios, a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em conjunto com o Instituto Superior Técnico, e apoio da SPG e de quatro empresas Portuguesas da Geotecnia e Fundações, lançou – aproveitando o impacto internacional da 2ª Conferência Internacional de Caracterização In Situ, ISC'2 (www.fe.up.pt/isc-2), organizado no Porto em Setembro de 2004 - um campo experimental (CEFEUP) para desenvolvimento de um estudo do comportamento de estacas executadas em solo residual saprolítico de granito, e onde se realizaram ensaios de carga verticais e horizontais. Estas estacas cuidadosamente instrumentadas, foram executadas nas mesmas condições da prática corrente nacional, nomeadamente por moldagem in situ com recurso a tubo moldador (recuperado), com trado oco contínuo (com injeção de betão pelo seu interior) e por cravação dinâmica. Esta montagem dos protótipos em verdadeira grandeza foram precedidas da realização de um conjunto significativo de ensaios *in situ* e de laboratório para a caracterização deste tipo de maciço de solo residual.

Os resultados deste exercício são surpreendentes e serão discutidos adiante neste texto, mas, à semelhança dos ilustrados na Figura 4, mostra-se no que segue (a Figura 5 é um exemplo deste resultado) a impressionante dispersão de resultados de previsões provindas de um significativo universo de especialistas (33), com alcance internacional e que, por isso, incorre em significativa representatividade da realidade do dimensionamento destas estruturas.

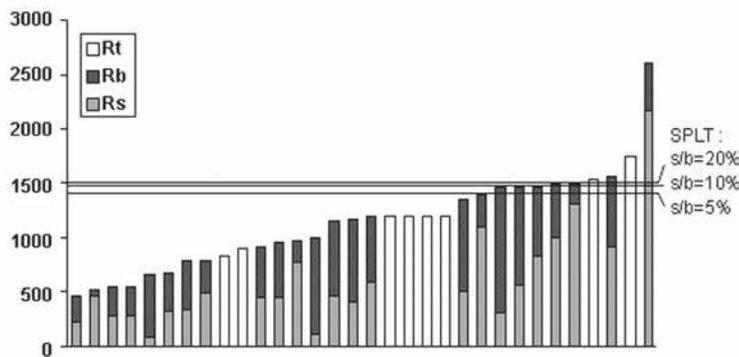


Fig. 5 – Resistência última para a estaca cravada dinamicamente (CEFEUP): valores previstos (PPE) e gama de valores em relação a uma referência de assentamento relativo de 10% (Santos et al., 2005).

3.2 – Dimensionamento de estacas (antes e depois do EC7 - CEN-prEN 1997-1, versão portuguesa traduzida em 1994, versão final, em inglês, de 2004)

Os métodos de dimensionamento de estacas são, nos termos do código europeu (Eurocódigo 7, ou, vulgo, EC7 – a partir daqui assim designado), baseados em: (i) modelos de cálculo; (ii) medidas prescritivas; (iii) ensaios de carga e ensaios de modelos, via-a-vis, em centrifugador ou em protótipos de dimensão não inferior a determinados limites; (iv) método observacional.

A prática corrente em Portugal até ao advento dos Eurocódigos, posicionava-se claramente no item (i), já que as estacas eram dimensionadas estruturalmente para determinadas cargas de serviço e geotecnicamente assumidos determinados coeficientes de segurança globais, em relação a roturas estimadas, na grande maioria dos casos por mecanismos ideais de plastificação dos terrenos, tanto em volta do fuste como na ponta ou base.

Com o aparecimento destes códigos, não só se introduziram critérios limites associados a deslocamentos máximos admissíveis – tanto de combinações últimas como de serviço, mas também (e por isso) se explicaram as limitações dos modelos e a necessidade de se verificarem por ensaios as respostas tensão-deformação destas fundações.

De facto, como foi exaustivamente debatido por vários engenheiros projectistas e académicos envolvidos em cálculos comparados entre a prática tradicional e a aplicação dos conceitos dos novos códigos (ver Seminário “Eurocódigo 7, Projecto Geotécnico”, comemorativo dos 25 Anos da SPG, realizado no LNEC em 1997), as diferenças nas estruturas projectadas podem não ser significativas – o que, aliás, seria expectável, dada a tentativa de conjugar os bons resultados daquela prática com os novos conceitos, mas podem não estar associados ao mesmo tipo de segurança. Assim, como o prova para um caso concreto, Xavier (1997), os valores aparentemente satisfatórios das cargas admissíveis pela aplicação pura e simples dos coeficientes de segurança globais (ainda que separadas as parcelas de ponta e lateral) não são, só por si, garantia da segurança pretendida, em particular, no que respeita aos deslocamentos admissíveis. De facto, a carga limite aceitável de referência deve ser definida em função de um deslocamento (seja por via do absoluto, seja por via de um relativo), que está associado a uma percentagem de carga de rotura que é geralmente dependente do próprio diâmetro da estaca.

Esta questão torna-se pertinente para estacas de grande diâmetro – cada vez mais correntes – e maciços com estratos menos competentes até grandes profundidades e só pode ser aferido num ensaio de carga.

Os métodos de cálculo convencionais – designados muitas vezes de pseudo-teóricos por pressuporem determinados mecanismos de rotura matematicamente modeláveis – são afectados pela grande dificuldade em derivar parâmetros de resistência ajustados a cada uma e a todas unidades geotécnicas (muitas vezes não há resultados de ensaios que as forneçam directamente e as correlações empíricas não estão validadas localmente) e pressupõem em muitos casos, mecanismos totalmente desajustados às condições de fundação em apreço, sendo factor determinante a falta de enquadramento do processo construtivo (tanto dos materiais usados como dos equipamentos e processos de execução). Por isso, a transposição destas “técnicas” para a realidade tem demonstrado uma grande falibilidade e perigosa posição determinística.

Outros métodos que usam directamente resultados de ensaios de investigação de campo (“*in situ*”) na avaliação das componentes de resistência lateral e de ponta, quando bem fundamentadas, têm-se revelado promissores. Estes métodos, porém, têm que ser validados e alargados a realidades regionais ou locais, tanto na vertente geológico-geotécnica (os grupos aparentemente afins das classificações unificadas, denotam comportamentos mecânicos suficientemente particulares, o que obriga a que sejam estimados regionalmente), como muito importante vertente da execução (equipamentos, processo ou procedimento de construção e materiais usados, tanto no decurso do trabalho de execução como no definitivo).

3.3 – Razões para a realização dos ensaios em estacas

3.3.1 – Modelos físicos

Os modelos físicos desempenham um papel fundamental no desenvolvimento do conhecimento geotécnico. De facto, toda a experimentação baseia-se num modelo físico que procura fundamentar uma teoria, constituindo a parte observacional de um ciclo de reflexão que tem três vértices: previsão e acção; observação e percepção; reflexão (Muir Wood, 2004).

O modelo físico é desenvolvido para validar hipóteses teóricas ou empíricas de que é exemplo perfeito a obra geotécnica. De facto, o dimensionamento pressupõe determinados mecanismos e premissas paramétricas que podem ser avaliados em maior ou menor grau de confiança, consoante a possibilidade de acompanhamento das respostas do sistema geotécnico. Em última análise pode verificar-se se houve ou não rotura, mas, a um nível mais moderado, a verificação da resposta da instrumentação que não era expectável, é marca tangível de como o modelo físico tem implicações ideais na revisão dos modelos estabelecidos em projecto, através de reflexão sobre os resultados.

Os ensaios de laboratório e os ensaios *in situ* de cariz mais fundamental (como são os presiómetros) pressupõe certos modelos de resposta, muitas vezes adquiridos e expressos nas metodologias de ensaios correntes, na sua interpretação ou na sua análise.

Um modelo físico bem idealizado ou dimensionado é, sem dúvida, um elemento muito importante no ciclo de modelação, já que um modelo teórico (mesmo que matematicamente muito “elegante”, como refere Muir Wood, 2004) pode sempre esconder a verdade. Como refere o autor, não se pode nunca provar que um modelo matemático é verdadeiro, mas tão só que o mesmo não foi posto em causa, por prova de falsidade convenientemente formulada.

Quando há uma “entropia” entre a teoria e a análise (tida como a interpretação correcta dos resultados observados), pela razão de que os pressupostos são demasiados rebuscados e pouco claros, ou de que o comportamento envolve mecanismos de interacção, muito complexos, ou de que as simulações numéricas não integram alguns aspectos relevantes da investigação (ainda em curso), os modelos físicos podem, no caso da geotecnia, ser essenciais.

Usar materiais iguais e passar por sérias e difíceis relações de escalas, permitindo pequenos ajustes à dimensão real pelo modelo ou protótipo, que permita uma fácil e bem fundamentada extrapolação para estruturas maiores, não tem em conta outras questões importantes, como a variabilidade dos terrenos (tanto ao nível macro-estrutural e de fábrica, como micro e macro-estrutural). Tudo isto impõe a opção, a tempos, por ensaios a verdadeira grandeza (Muir Wood, 2004).

As fundações por estacas são um exemplo acabado disto, não só por atravessarem horizontes diversos e os maciços estarem, eles mesmos, condicionados pela sua estrutura, fábrica e estado de tensão, mas também porque a inclusão da unidade estrutural deste tipo, seja em que material for e qualquer que seja o processo adoptado, tem influência nas condições de estado, decorrendo daí uma multidiversidade de características de interface que não podem ser reproduzidas em modelos reduzidos, tanto em laboratório como em campo.

O conhecimento do comportamento de estacas está a melhorar, mas há uma clara noção de que os modelos teóricos que suportam a iteração estaca – maciço (terroso ou rochoso) estão longe de serem confiáveis. Muitas das incertezas são resultado dos processos de instalação (moldagem ou cravação, com entubamento ou com injeção), pelo que só na situação real das estacas executadas, e assim testadas, se pode chegar a formulações fiáveis. Este é, aliás, o mote das considerações do EC 7 que abaixo serão feitas. A vantagem de modelar em verdadeira grandeza advém do facto de se trabalhar em condições reais dos maciços, dos solos e rochas, dos níveis de tensão, da história de tensões (prévia e posterior ao processo de instalação, logo após e a longo termo).

3.3.2 – O EC7 e dimensionamento de estacas com base em ensaios sobre protótipos

Nos termos do Eurocódigo 7 (na versão mais recente, aprovada em 2004 – prEN 1997-1:2004), o dimensionamento de estacas, cujo objectivo não é o de minimização de assentamentos (como são

os ensaios estaqueados), deve ser feito em cumprimento da segurança em relação a onze condições de estados limite, dos quais as duas seguintes são dominantes e interessam identificar para a matéria que se discute neste relato:

- rotura por insuficiente capacidade de carga (designado aí por “Capacidade Resistente – Última - à Compressão) da estaca;
- assentamento excessivo (inadmissível à luz da segurança da própria estrutura). Este último comumente negligenciado nas metodologias de cálculo, mas está implicitamente integrado nos coeficientes de segurança que na prática estabeleceram. Voltaremos a esta questão adiante.

As abordagens possíveis para o dimensionamento deverão ser faseadas em:

- resultados de ensaios de carga estáticos, que tenham demonstrado, por cálculo ou outra via, que são consistentes com outra experiência relevante;
- métodos de cálculo analíticos ou empíricos cuja validade foi demonstrada por ensaios de carga estáticos em situações comparáveis;
- resultados de ensaios de carga dinâmicos, cuja validade foi demonstrada por ensaios de carga estáticos em situações comparáveis;
- comportamento observado de fundações em estacaria comparáveis, desde que esta aproximação seja suportada pelos resultados de campanhas de prospecção e caracterização, incluindo ensaios *in situ*.

Os valores dos parâmetros de cálculo deverão seguir os princípios de escolha de característicos ou representativos – nos termos gerais do código – devendo ser, no entanto, tidos em consideração os resultados de ensaios de carga.

3.4 – Condições de realização dos ensaios

Os procedimentos identificados no EC7 para a condução dos ensaios são referenciados aos documentos ISSMFE (1985) e ASTM D1143-81 (1994). Aqui se desenvolvem os termos, tanto ao nível dos equipamentos e sistemas, como do processo e tipo de análise.

Os ensaios de carga devem ser conduzidos em estacas executadas para esse fim exclusivo, antes do dimensionamento estar concluído, ou em estacas definitivas, que fazem parte do sistema de fundações.

O número de estacas ensaiadas para verificar o projecto deverá ser estabelecido tendo em conta a variabilidade dos terrenos de fundação (em planta), as experiências devidamente documentadas do comportamento do mesmo tipo de estacas em situações semelhantes e ainda do número total de estacas e dos seus tipos na fundação a dimensionar.

A carga máxima a atingir nos ensaios depende do tipo de estacas ensaiadas. Se as estacas são experimentais, deve-se levar a carga até à rotura (definição discutível). Se, pelo contrário, as estacas forem de serviço, o EC7 estabelece que a carga deverá atingir, pelo menos, a carga de serviço (correntemente conduz-se o ensaio em dois ciclos, o primeiro até à carga prevista de serviço e o segundo até cerca de uma vez e meia aquela - a menos que haja condicionalismos de fissuração do betão que o limitem ao primeiro valor, sendo esta ressalva importante se se pensar em ensaios de carga transversais).

Salienta-se que a todos os níveis os ensaios de carga são a base de dimensionamento, o que marca indiscutivelmente uma mudança de atitude perante estas estruturas geotécnicas.

Também se salienta que os ensaios em estacas materializados para esse fim terão que ser realizados antes da conclusão do projecto, o que é manifestamente entrópico, como se vem constatando na prática dos empreendimentos (mesmo públicos) realizados nos últimos anos em Portugal. A alternativa de executar em estacas definitivas é ainda menos desejada, pelas implicações que tal tem na gestão das empreitadas, geralmente com prazos curtos e onde – atendendo à grande capacidade dos empreiteiros da especialidade em ter grandes rendimentos na execução de estacas, mesmo de grandes diâmetros e comprimentos e executadas em condições adversas (mesmo em água) – o que vem inviabilizando o cumprimento deste princípios, ainda não normativos (mas por tempo limitado!).

Percebe-se, assim, a importância que tem a avaliação do estado-de-arte sobre as campanhas que, com o cariz que acima foi identificado, permitam contribuir – através da identificação do âmbito e condições da sua realização, e mais ainda, dos resultados que possam ser partilhados (e tal devia ser a postura de todas as entidades envolvidas, e em particular, dos Donos-de-Obra públicos) – para a “validação de métodos de cálculo analíticos ou empíricos com a demonstração única através de ensaios de carga estáticos em situações comparáveis (!)”.

Quando os ensaios de carga não podem ser realizados por dificuldades de modelação das condições de carga (por ex: cargas cíclicas), têm que ser usados valores de cálculo muito cuidadosos. Os ensaios de carga devem ser, nos termos explicitados pelo EC7, no perfil de solos avaliado como o mais desfavorável, não sendo este avaliável, deve-se ser muito prudente na avaliação do valor característico da resistência à compressão.

Para bem fundamentar os ensaios tem que se conhecer previamente as condições dos maciços de fundação na extensão do empreendimento, a categoria geotécnica da estrutura, eventuais registos do comportamento de estacas do mesmo tipo e construídas em maciços equivalentes e o número e tipo de estacas previstos para o empreendimento.

A propósito do indispensável bom conhecimento do maciço em jogo, refere o EC7 que a profundidade das sondagens e dos ensaios “in situ” deve ser tal que permita conhecer com segurança a natureza do maciço envolvente e abaixo da estaca.

Assim, os terrenos de fundação devem ser exaustivamente caracterizados, por meio de ensaios *in situ* bem adaptados ao tipo de fundação e da acção em causa, por exemplo, os CPT para carregamentos eminentemente verticais e os pressiómetros para os transversais. Note-se que a determinação da natureza do terreno deve envolver todos os estratos que se prevê contribuir em significativamente para o comportamento em termos de deformação, sendo que a profundidade dessa inspecção deve atingir pelo menos 5 diâmetros da estaca sob a sua ponta, excepto nos casos em que se encontre rocha sã ou solos muito rijos a menor profundidade.

Uma condição a cumprir “irrepreensivelmente” é de que as estacas ensaiadas devem ser instaladas de forma idêntica à das estacas que irão formar a fundação.

Quando não for possível, por qualquer razão (entre as quais sobressai a dificuldade ou o preço da execução de uma estrutura de carga de grande porte), executar estacas com o mesmo diâmetro que a projectada, haverá que observar algumas regras: (i) a relação entre os diâmetros das estacas experimentais e das definitivas não deve ser inferior a 0,5; (ii) as estacas têm que ser construídas com o mesmo processo; e, (iii) as estacas experimentais devem ser instrumentadas de forma a que,

a partir das medições, se possa determinar separadamente as resistências de ponta e lateral. Este último aspecto potencia de sobremaneira a interpretação dos resultados de um ensaio de estaca e permite identificar com rigor o peso de cada uma das parcelas de resistência e de deformabilidade nestas estruturas geotécnicas e cuja definição é a base de dimensionamento das mesmas.

3.5 – Dimensionamento em estado limite e garantia de definição de resistência a partir de ensaios

Segundo a primeira versão do Eurocódigo 7 de 1994, para obtenção do valor característico da capacidade resistente última, R_{ck} , a partir do resultado dos ensaios de carga, R_{cm} , contemplando possíveis variações do terreno de fundação e efeitos do método construtivo, deverá ser considerada a seguinte expressão:

$$R_{cd} = R_{cm} / \xi$$

em que ξ depende do número de ensaios efectuados (ver abaixo), sendo claro que os coeficientes de minoração das cargas medidas baixam com aquele número de ensaios e com a consideração do valor mínimo obtido.

Número de ensaios de carga	1	2	>2
a) Coeficiente ξ aplicável ao valor médio de R_{cm}	[1,5]	[1,35]	[1,3]
b) Coeficiente ξ aplicável ao valor mínimo de R_{cm}	[1,5]	[1,25]	[1,1]

A nova versão (aprovada em 2004 – ver acima) vai mais longe, reconhecendo que para estacas em compressão é muitas vezes difícil definir o estado limite último no ponto de maior curvatura, pelo que o próprio EC7 explicita que nos casos em que não se conheça, deve-se tomar como limite o valor da carga para um assentamento de 10% do diâmetro da estaca. O valor característico da resistência à compressão da estaca é agora derivada por:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{m\u00e9dia}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{m\u00ednimo}}{\xi_2} \right\}$$

sendo ξ_1 e ξ_2 factores relacionados também com o número de ensaios estáticos, n , realizados:

ξ para n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Para que se avalie em bom rigor e se tire o máximo proveito do ensaio, as estacas de ensaio devem ser instrumentadas de tal forma que a resistência de base e do fuste possam ser derivadas independentemente, por isso se aconselha a utilização de instrumentação que a viabilize.

Quando se deriva o valor da resistência última à compressão característica ($R_{c,k}$) a partir dos valores medidos ($R_{c,m}$), num ou mais ensaio(s) de carga estático(s), deve-se considerar a variabilidade do terreno e do efeito do procedimento da instalação da estaca. Tal é considerado no código por via de coeficientes de correlação (ξ_1 e ξ_2) que são função do número de estacas ensaiadas e da consideração do valor médio ou mínimo dos resultados desses ensaios. De toda a forma, supõe-se que estes ensaios se referenciam a um perfil que integre todas e cada uma das unidades geológico-

geotécnicas que são envolvidas no projecto, pois só assim são representativas, e que as estacas do ensaio se construam de forma semelhante.

Ora esta condição não é fácil de se conseguir em muitos casos, pelo que se percebe ser indispensável a obtenção de um esquema correlacional entre resultados de ensaios “*in situ*” e as resistências unitárias (lateral e de ponta) para as unidades em apreço e para metodologias de execução das estacas representativas.

Apresentando os “métodos de avaliação das resistências à compressão de estacas a partir de ensaios “*in situ*” como tendo sido estabelecidas “a partir de ensaios de carga de estacas e de experiência comparada”, o código pressupõe que o trabalho de correlação foi feito para ambientes geotécnicos específicos (em particular, regionais) e para tipos de estacas particulares (vistas como métodos de execução, materiais, dimensões, etc.). Note-se que também aqui se impõe que se tenha introduzido coeficientes de correlação (ξ_3 e ξ_4), que não são mais do que coeficientes de minoração para ter em conta a incerteza de medições limitadas (o primeiro, aplicado ao valor médio obtido em horizontes e estacas de determinado tipo, e o segundo, ao valor mínimo).

O código é bem explícito na avaliação da validade dos modelos baseados nestas correlações com ensaios “*in situ*” alertando para a representatividade do:

- tipo de solo (rocha), granulometria, mineralogia, angularidade (forma das partículas) compactidade e consistência (OCR) e compactidade, compressibilidade e permeabilidade;
- método de instalação da estaca, incluindo o processo de escavação (moldagem) e cravação;
- comprimento, diâmetro, material e forma do fuste e da base da estaca (ex: alargada ou não);
- procedimentos e interpretação do(s) ensaio(s) *in situ* que é base da correlação.

Assim mesmo, os valores característicos de toda e qualquer resistência específica lateral e de ponta, que venha a computar o integral (um somatório) que computará o valor último da carga de compressão da estaca será derivada de um expressão semelhante à anterior:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{média}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,m})_{mínimo}}{\xi_4} \right\}$$

sendo, também neste caso, os valores ξ_3 e ξ_4 estabelecidos pelos documentos nacionais de aplicação (DNA) do EC7, sendo recomendados os expressos no quadro seguinte (EC7 - CEN-prEN 1997-1):

ξ para n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

sendo n o número de perfis onde foram realizados ensaios “*in situ*”. Ora, aqui está subentendida uma correcta indexação de perfis, exigindo um juízo bem fundamentado e rigoroso (e “honesto”) de como cada e qualquer desses perfis representam em cada uma das unidades litológicas em objecto, a mesma realidade geotécnica.

3.6 – Particularidade do dimensionamento a partir de ensaios dinâmicos

Nos documentos normativos actuais (como o Brasileiro - ABNT, 2005 - ou o Europeu: CEN-prEN 1997-1, 2004) admitem-se metodologias baseadas em ensaios dinâmicos – muito mais

expeditos e mais práticos - que utilizam fórmulas dinâmicas deduzidas de penetração para cada golpe no processo de cravação, ou ainda, em análises baseadas na equação de onda, desde que tenha sido conduzida uma adequada prospecção e caracterização geotécnica e que se tenham fundamentado correlações com ensaios de carga estáticos. Chama-se ainda a atenção para que, se forem usados mais do que um tipo de ensaios dinâmicos, os resultados devem ser sempre confrontados uns com os outros.

Como se postula no documento europeu, quando um ensaio dinâmico, com medição de deformação e aceleração versus tempo, é usado para avaliação da capacidade resistente de uma estaca para carregamento vertical, a validade do seu resultado - da sua interpretação analítica - tem que ser demonstrada por comparação com ensaios estáticos em estacas do mesmo tipo, com o mesmo comprimento, mesma secção transversal e mesmas condições geotécnicas dos maciços.

Quando se usa um ensaio dinâmico de impacto, sendo possível utilizar um processo de ajuste de sinais através do registo de curvas de ondas sísmicas, pode-se avaliar separadamente e com aproximação, a resistência lateral e de ponta da estaca, bem como a sua resposta carga-assentamento. Para que tal aconteça é preciso que a energia de impacto seja suficientemente alta para se permita uma interpretação apropriada da capacidade de carga que corresponda a um nível elevado de deformação.

O valor característico da resistência à compressão da estaca será derivada de forma semelhante à expressa acima para ensaios estáticos:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{m\u00e9dia}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{m\u00ednimo}}{\xi_6} \right\}$$

em que ξ_5 e ξ_6 são factores de correlação relacionados também com o número de ensaios dinâmicos, n , realizados e expressos a seguir.

ξ para n	$\geq 2 (<)$	$\geq 5 (<)$	$\geq 10 (<)$	$\geq 15 (<)$	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Notas:

- estes valores de ξ são válidos para ensaios dinâmicos de impacto;
- os valores de ξ devem ser multiplicados por um factor de modelo de 0,85 quando são usados ensaios de impacto com ajuste de sinal;
- os valores de ξ devem ser multiplicados por um factor de modelo de 1,10 quando são usadas fórmulas de cravação de estacas com medição de deslocamento de quasi-elástico da cabeça das estacas durante o impacto;
- os valores de ξ devem ser multiplicados por um factor de modelo de 1,20 quando são usadas fórmulas de cravação de estacas sem medição de deslocamento de quasi-elástico da cabeça das estacas durante o impacto;
- o número de ensaios dinâmicos, n , tem que reportar-se a estacas similares.

Em Portugal, esta prática vem tomando relevância crescente, sendo relatado no final deste texto o conjunto de aplicações que foi possível recolher para este fim. Espera num futuro próximo fazer-se uma síntese mais substancial desta abordagem.

4 – CASOS DE ESTUDO (OS CAMPOS EXPERIMENTAIS IDENTIFICADOS)

4.1 – O Campo Experimental da FEUP (ISC'2) e o International Prediction Event

O autor deste relato começa com este caso de estudo pela natural proximidade (sã promiscuidade!) e pela sua actualidade, não pretendendo com isso relevar a sua importância em relação aos outros, mas por ter bom conhecimento da sua estruturação, desenvolvimento e resultados até à data. Sentindo que se sequenciaram as tarefas necessárias a uma prática de investigação deste teor e que as mesmas foram acompanhadas (conduzidas) de forma cuidada por pessoas e entidades (instituições universitárias – FEUP e IST - e outras de investigação), ou – elemento muito importante – empresas de geotecnia e fundações com experiência neste domínio, considerou natural a sua precedente referência em relação aos outros mais antigos e, quiçá, mais relevantes no contexto dos empreendimentos geotécnicos nacionais.

No Porto, onde fica situado o Campo Experimental da FEUP (ISC'2), os solos residuais saprolíticos do granito são dominantes e têm sido objecto de inúmeras publicações por parte, entre outros, do grupo de Geotecnia da FEUP (Viana da Fonseca, 1996, 2003; Viana da Fonseca et al., 1994, 1997, 2006a, 2006b). Este tipo de solos, em alguns casos, atinge profundidades que podem rondar os 20 metros, sendo mais comuns profundidades entre 5 a 10 metros. O subsolo granítico do Porto caracteriza-se por perfis de grande e errática heterogeneidade, tendo o emprego de estacas em fundações sofrido uma marcante evolução nos últimos anos. Constituem as fundações de estruturas de médio e grande porte mais utilizadas actualmente. Este uso cada vez mais frequente de estacas deve-se em boa medida ao grande desenvolvimento dos meios e processos de execução, bem como ao desenvolvimento dos materiais empregues na sua realização. Desta forma, torna-se crucial o conhecimento do seu modo de funcionamento e dos parâmetros de cálculo usados no seu dimensionamento (Santos et al., 2005 e 2006).

São muitos os factores que influenciam o comportamento das fundações indirectas, nomeadamente a natureza do maciço, o grau de perturbação causado pela sua execução, o efeito de escala, o tipo e magnitude das solicitações, etc. Alguns destes factores são de difícil ou mesmo impossível caracterização, pelo que ainda hoje é grande a indefinição sentida sobre os critérios de dimensionamento de estacas, particularmente em solos residuais. Desta forma, torna-se imperioso a realização de ensaios de carga em estacas executadas nas mesmas condições da prática corrente e munidas de instrumentação que permita a observação das respostas localizadas, quer ao longo do fuste, quer na base. Com o propósito de responder às questões muito sucintamente acima esboçadas, desenvolveu-se um campo experimental num maciço de solo residual do granito, em terrenos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), realizando-se uma vasta campanha de investigação geotécnica que compreendeu um número significativo de ensaios in situ e laboratoriais, nomeadamente: 5 sondagens com amostragem contínua, quatro delas realizados ensaios SPT alternados de 1,5 metros em 1,5 metros; 9 CPT(U); 9 DMT; 3 PMT; e diversos tipos de ensaios geofísicos (CH, DH, SASW, CSWS, etc.); recolha de amostras indeformadas de boa qualidade, com as quais foram realizados 6 ensaios triaxiais CK_0D , 4 em compressão com medição de velocidades de ondas sísmicas S e P com recurso a *bender-extend elements* (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002) e 2 em extensão com medição local das deformações, 2 ensaios em coluna ressonante e um ensaio edométrico (Viana da Fonseca et al., 2006).

Posteriormente, foram executadas e ensaiadas à compressão vertical três estacas em betão armado de diferentes tipologias: moldada de 600mm de diâmetro com recurso a tubo moldador, trado contínuo com 600mm de diâmetro e pré-fabricada cravada dinamicamente quadrada com 350mm de lado, as que foram objecto de ensaio mais objectivado com 6 metros de comprimento útil (ou seja,

no interior do terreno) e as outras de reacção com 22 metros de comprimento. Esta investigação foi potenciada pelo lançamento de um “exercício internacional de previsão do comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização”: International Prediction Event - Class A (assim designado porque os ensaios são realizados após as previsões estarem “fechadas” - http://paginas.fe.up.pt/isc-2/Inv_Pile_Pred_ISC2.pdf), apoiada pelo comité TC18 da ISSMGE e enquadrado na “2nd International Conference on Site Characterization” realizada no Porto (<http://paginas.fe.up.pt/isc-2/>).

A descrição mais circunstanciada do trabalho experimental e das análises realizadas - e que prosseguem - foram já objecto de duas teses de mestrado (Costa Esteves, 2005; Tuna de Sousa, 2006), 6 artigos (Viana da Fonseca et al., 2004a e b, Santos et al., 2005 e 2006, Fellenius et al., 2007, Viana da Fonseca et al. 2007) e um relatório geral (Viana da Fonseca e Santos, 2006).

4.2 – Preparação e execução dos ensaios

Foram executadas um total de 13 estacas, sendo as moldadas executadas pela divisão de fundações especiais da Mota-Engil, SA, as de trado contínuo pela Teixeira Duarte, Engenharia e Construção, SA, e as cravadas pré-fabricadas pela Sopecate, Soc. Pesquisas, Captações de Água e Transportes, SA (Figuras 6, 7, e 8).

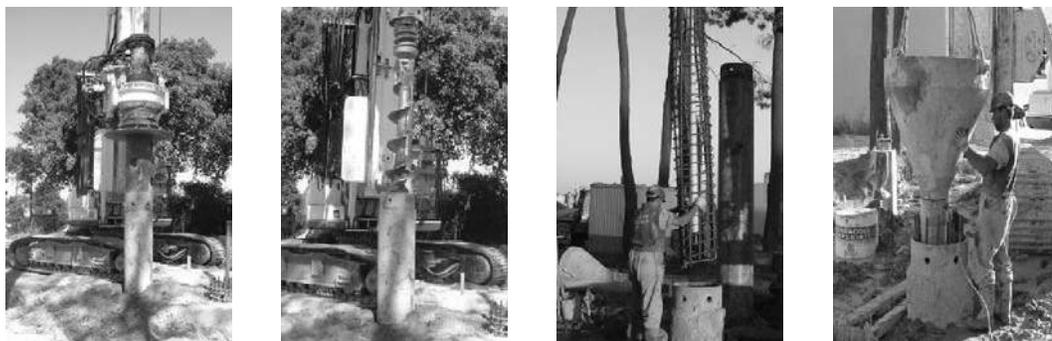


Fig. 6 – Execução das estacas moldadas com recurso a tubo moldador (Mota-Engil, SA).

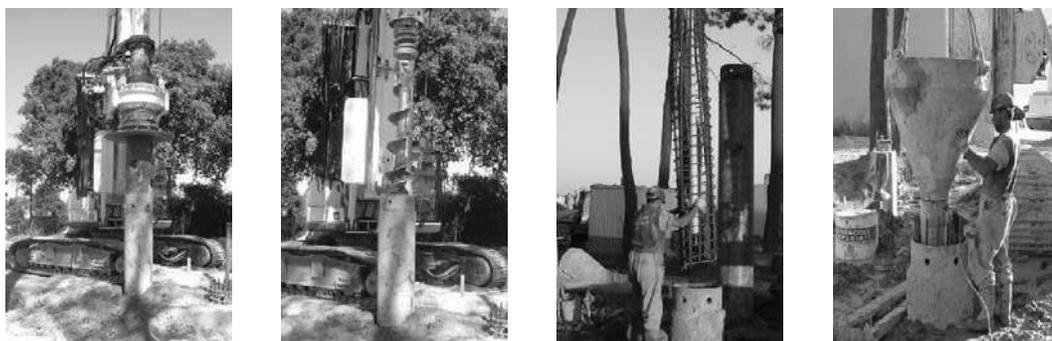


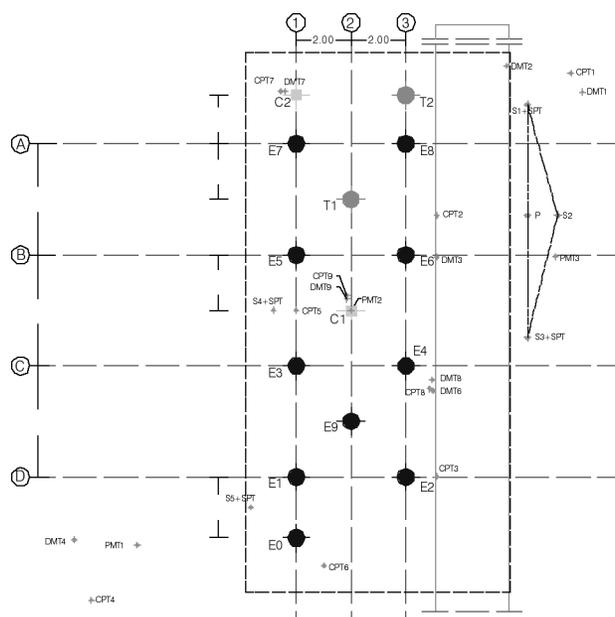
Fig. 7 – Execução das estacas moldadas com técnica do trado contínuo (Teixeira Duarte, SA).

O sistema de reacção para os ensaios de carga verticais, foi materializado pelas já referidas oito estacas moldadas mais longas, designadas na Figura 9 por E1 a E8 com 22 metros de profundidade útil (no terreno natural). As restantes estacas foram executadas com 6 metros de comprimento,



Fig. 8 – Execução das estacas pré-fabricadas cravadas (Sopecate, SA).

sendo as estacas E9, C1 e T1 ensaiadas verticalmente. A localização das estacas e os ensaios realizados antes e após a sua execução encontram-se esquematizados na Figura 9. As características pretendidas das estacas encontram-se sumariadas no Quadro 1. A estrutura de reacção dimensionada e executada pela Teixeira Durate, SA, consistiu numa estrutura metálica composta por três vigas dispostas em planta em forma de H. A estrutura de reacção foi completamente coberta com uma lona de forma a evitar os efeitos de variação térmica na estrutura de suporte que poderia afectar o decorrer do ensaio. O dispositivo de aplicação de carga utilizado foi um macaco de duplo efeito e de grande capacidade (5000 kN) alimentado por uma bomba hidráulica de controlo automático, actuando contra sistema de reacção. O procedimento seguido nos ensaios procurou conciliar as recomendações de alguns comités de normalização: o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003) a norma Americana ASTM: D 1143 (1994) e a norma Brasileira NBR-12131 (2003).



ESTACAS
 E – Moldada de 0.60m
 T – Trado Contínuo de 0.60m
 C – Cravada de 0.35x0.35m

PROSPECCÃO
 S – Sondagem com Recolha de Amostras
 A – Amostra Indeformada
 SPT; CPT; DMT; PMT; DPSH; SP

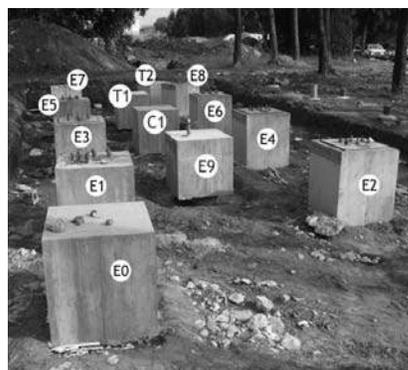


Fig. 9 – Planta com a localização das estacas e dos ensaios *in situ* e estrutura de carga.

O dispositivo de aplicação de carga utilizado foi um macaco de duplo efeito e de grande capacidade (5000 kN) alimentado por uma bomba hidráulica de controlo automático, actuando contra sistema de reacção acima descrito. Para além dos elementos de instrumentação à cabeça, medidas das cargas aplicadas – redundantes, como estipulam as normas, usando os manómetros hidráulicos do sistema de aplicação e uma célula de carga eléctrica –, dos deslocamentos axiais e transversais do topo da estaca, nas estacas E9 e T1 foram instalados 5 sensores (*retrievable extensometer da Boart Longyear Interfels GmbH*) a 5 níveis de profundidade e uma ancoragem de fundo a 5,25 m. A aquisição foi feita automaticamente com varrimento temporal detalhado. Foram também medidos os deslocamentos e as deformações ao longo da estaca ensaiada, visando o conhecimento da evolução da transferência de carga ao longo do fuste da estaca e na base (ponta). Para a instrumentação (registo e pré-tratamento) a FEUP contou com a colaboração da empresa Tecnasol-FGE, Fundações e Geotecnia, SA. A Figura 10 ilustra o sistema de aplicação da carga e os instrumentos de registo.

Quadro 1 – Características das estacas.

Função das Estacas	Designação	Tipologia	L (m)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)
Reacção (tracção)	E1 a E8	moldada	< 12	A500 12 ϕ 25	ϕ 12, passo de 10 cm	27,7	30,9
			12<L<22	A500 6 ϕ 25	ϕ 12, passo de 20 cm		
Compressão (ensaio estático)	E9	moldada	6	A500 12 ϕ 25	ϕ 12, passo de 10 cm	27,7	30,9
Compressão (ensaio estático e dinâmico)	C1, C2	cravada	6	A400 8 ϕ 16	A235 ϕ 6, passo de 16 cm (*)	45	48
Compressão (ensaio estático e dinâmico)	T1, T2	trado contínuo	6	A500 12 ϕ 25	ϕ 10, passo de 10 cm	44	52,6

(*)– extremos reforçados com passo de 8 cm

O plano de carga adoptado consistiu em ciclos de carga-descarga, com incrementos iguais e sucessivos, garantindo-se que em cada ciclo de carga-descarga a carga máxima, aplicada de uma vez só, era mantida até a completa estabilização dos deslocamentos. Considerou-se que a estabilização dos deslocamentos era verificada para taxas de assentamento inferiores a 0,3 mm/h, com um período mínimo de 30 minutos e máximo de 2 horas na aplicação da carga. Na Figura 11 encontram-se os resultados preliminares de curvas carga-deslocamento, obtidos para as estacas ensaiadas T1, C1 e E9 (Viana da Fonseca et al., 2004).

Com a finalidade de se comprovar as características geométricas das estacas executadas bem como verificar a sua integridade, procedeu-se, após os ensaios de carga, à escavação faseada do terreno envolvido no projecto de estudo do comportamento das estacas, tanto para sua boa caracterização visual e amostragem sequencial de blocos como para a remoção daquelas. Tal foi feito até cerca de 6m de profundidade. As características geométricas relevantes para o estudo foram assim medidas, permitindo um singular rigor das análises delas dependentes (Costa Esteves, 2005, Santos et al., 2006).



Fig. 10 – Sistema de aplicação da carga; transdutores de deslocamento e extensómetros recuperáveis do interior de tubo de PVC; datalogger (Tecnasol-FGE, SA).

Da análise da figura, verifica-se que o comportamento dos três tipos de estacas e manifestam-se distinto, o que tem sido objecto de interpretações diversas e desafiadoras. Estas análises dos resultados foram apresentados com mais detalhe nos trabalhos de Costa Esteves (2005), Santos et al. (2005 e 2006), Viana da Fonseca et al. (2007) e Fellenius et al. (2007). Nestes trabalhos, particularmente os de Santos et al. (2006) e Viana da Fonseca e Santos (2006), é dada ênfase à interpretação das respostas dadas pelos grupos que colaboraram no evento de previsão (“Class A”) referido anteriormente.

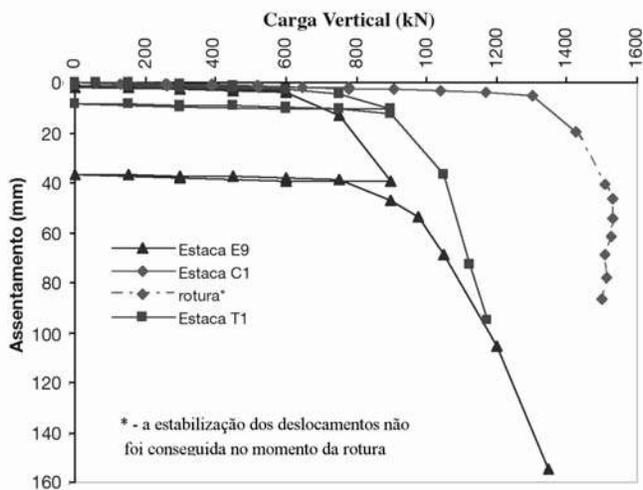


Fig. 11 – Curva carga vertical versus assentamento.

4.3 – Oceanário da EXPO'98, em Lisboa (Expo'98)

Proença et al. (1997) descrevem os ensaios realizados pelo Instituto da Construção do IST (IC-IST) e pelo Centro de Geotecnia (CEGEO), a pedido e em colaboração com o empreiteiro ENGIL, SA, para a caracterização do comportamento de algumas das estacas da fundação do Oceanário da EXPO'98. Estes ensaios compreenderam também um ensaio de carga vertical de uma estaca de teste (ensaio “preliminar”). Neste documento, os autores descrevem o programa de ensaio, com ênfase para os procedimentos experimentais adoptados (sistema de carga, instrumentação, aquisição de dados e procedimentos de ensaios), assim como para os resultados obtidos.

Destaca-se o desenvolvimento de um transdutor de força, disposto na extremidade inferior da estaca, que permitiu distinguir a resistência de ponta da resistência lateral, o que viabilizou “a extrapolação dos resultados obtidos para estacas com diâmetros diferentes da estaca ensaiada” (sic). Os autores salientam, ainda, a concordância dos resultados das medições extensiométricas (a estaca encontrava-se instrumentada com extensómetros de resistência dispostos a diferentes cotas) com os resultados provenientes da restante instrumentação.

O “sítio do Oceanário” localiza-se na zona de implantação da EXPO'98, zona de Lisboa onde decorreu a Exposição Mundial de 1998. O terreno de fundação deste local é constituído por uma camada superficial recente formada por aluviões sobrejacentes à formação miocénica constituída por uma alternância de argilas siltosas e de calcários coníferos.

A estaca de ensaio foi submetida a uma carga vertical, aplicada no maciço de encabeçamento da mesma, com o intuito de caracterizar resistência das restantes estacas que haviam sido projectadas para a fundação do edifício. A estaca de ensaio apresentava um diâmetro nominal de cerca de 50% das estacas que vieram a constituir a fundação do Oceanário e foi executada da mesma forma que as definitivas (estacas moldadas no terreno, com escavação realizada com recurso a lamas bentoníticas). O valor da força transmitida pela ponta da estaca (medida por célula de carga construída para o efeito), conjugado com o da força aplicada no topo, permitiu determinar a força transmitida ao terreno por atrito lateral ao longo do fuste da estaca. O ensaio seguiu, no restante, os procedimentos habituais. A carga foi aplicada no maciço de encabeçamento da estaca através de um macaco hidráulico com capacidade de 8000kN. A sequência de carregamento incluiu quatro ciclos, sendo a carga dos patamares mantida por períodos de 60min (ou mais, caso não houvesse estabilização das leituras), com a excepção do último patamar, que permanecia por um período de 24 horas. Este macaco reagia contra uma estrutura metálica encastrada em maciços de encabeçamento de duas estacas adjacentes com 1,30 m de diâmetro que, desta forma, trabalhavam à tracção. Para além dos sistemas usuais para medição dos deslocamento vertical da face superior do maciço e das cargas transmitida à cabeça, descrita pelos autores (Proença et al., 1995), foram implementados 6 níveis de 4 extensómetros de resistência com vista à determinação da distribuição, em profundidade, da parcela da força aplicada no encabeçamento que é transmitida ao troço de estaca subjacente. Os extensómetros em causa encontravam-se colados à face de troços de 1 m de varões de 12 mm amarrados, durante a execução da estaca, aos varões longitudinais (detalhe em Proença et al., 1997). Todos os aparelhos com que a estaca estava instrumentadas foram ligados a unidades de aquisição automática de dados.

A análise preliminar dos resultados indicou um predomínio relativo, em todos os ciclos de carga, da componente elástica sobre a componente plástica da deformação. Fez-se uma interpretação dos registos extensiométricos, recorrendo ao modelo uniaxial de relações constitutivas de Scott, Park e Priestley (Proença et al., 1997), calibrado com os resultados dos ensaios de caracterização do betão. Deste estudo, conclui-se que teria ocorrido alguma plastificação do betão da estaca de ensaio, com particular incidência no nível 4 (12 m acima da célula de carga). Esta plastificação, conjugada com o

comportamento marcadamente não linear (mesmo para baixo nível de tensão aplicada) que os solos exibem, deverá explicar a existência de valores residuais acima do expectável para o deslocamento no topo após a descarga de cada ciclo. Determinaram-se os diagramas do esforço axial em profundidade, ilustrados, para os diferentes ciclos. Com efeito, as variações mais importantes do esforço axial dão-se em zonas do terreno nas quais a componente de atrito é mais importante. Sem detrimento da análise conclusiva mais detalhada por parte dos autores (Pronça et al., 1997), os resultados foram vistos como “coerentes com o comportamento esperado na interacção solo-estaca”.

4.4 – Ponte Vasco da Gama, nova travessia do rio Tejo em Lisboa (Gattel)

Os ensaios de carga de estacas de grandes dimensões incluídas nas fundações da Ponte Vasco da Gama, nova travessia do rio Tejo em Lisboa, foram realizados pela empresa Teixeira Duarte, SA, por orientação do projectista Tejoprojecto (1993a e b, 1995), tendo tido a colaboração da AGISCO em parceria com a divisão de fundações do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – LCPC, liderada pelo Dr. Michel Bustamante.

A descrição do estudo geotécnico para este projecto é feito em Oliveira (1997), onde se inclui uma pormenorização das condições geológicas ao longo da travessia – com um perfil de cerca de 12 Km e 300 m – e resumem-se os trabalhos de prospecção geotécnica e os ensaios “in situ” e em laboratório realizados. Caracterizando as várias unidades geotécnicas (aterros; depósitos aluvionares do Holocénico e Plistocénico – que atingem uma espessura máxima de 78 m no alinhamento da ponte; formações do Plio – Plistocénico subjacentes aos depósitos aluvionares; e, formações do Miocénico – estas duas últimas formações de constituição muito diversa mas genericamente muito sobreconsolidadas). A descrição deste magnífico “Caso de Obra” que seguimos para sua inclusão neste relato é também feita em Sêco e Pinto e Oliveira (1998). O primeiro acima referido foi apresentado no 6º Congresso Nacional de Geotecnia e o segundo na 4ª Conferência “Case Histories in Geotechnical Engineering”, em St. Louis, USA.

Os viadutos da travessia foram fundados em cerca de mil estacas com diâmetros entre 1,7 m e 2 m, com comprimentos até cerca de 60 m, enquanto que os pilares que limitam os canais de navegação foram fundados em estacas com 2,2 m de diâmetro. Estas torres que sustentam as pontes e que permitem a navegação, foram dimensionadas para suportar o impacto dos navios (Oliveira, 1997).

Os ensaios de carga foram conduzidos em 3 estacas situadas estrategicamente na Ponte Principal (P8), Viaduto Central (P31) e Viaduto Sul (P79). As estacas eram moldadas (escavadas) sendo executadas através dos procedimentos seguintes:

- (i) instalação de um tubo metálico aberto com comprimento até 40 m e diâmetro exterior de 1216 mm e espessura de 8 mm de parede (16 mm no troço final da ponta), com recurso a um vibro-flutuador de grande potência (Soilmach VT 10000); esta operação era conduzida até ao limite de capacidade do vibrador;
- (ii) extracção do terreno pelo interior do revestimento com ferramentas apropriadas, com diâmetro de 1180 mm, operação feita com uma máquina de rotação Soilmach RT – 30T;
- (iii) reperfuração com caroteamento à rotação abaixo do revestimento num comprimento de, pelo menos, 19 m com estabilização das paredes do furo por um fluido polimérico (Geomud – 15) misturado com água salgada do Rio Tejo, numa proporção de 2 kg do polímero para 1m³ de água (com viscosidade Marsh de 40” e densidade de 1,035).

Os objectivos dos ensaios identificados pelo Projectista (Tejoprojecto, 1993b):

- (i) determinar a resposta de uma estaca representativa num perfil tipificante do maciço e envolvente, tanto em termos de assentamentos como carga última (limite);

- (ii) verificar o comportamento de estacas particulares e, com isso, tentar inferir um juízo de comportamento da fundação em estacas;
- (iii) avaliar a adequabilidade do método construtivo.

Os ensaios foram conduzidos nas estacas acima identificadas em “sítios” representativos do maciço de fundação, com o cuidado de uma dessas estacas estar localizada num dos perfis supostamente mais “adversos”, ou seja, menos competentes.

Estes perfis terão tido em consideração a relevância dos depósitos aluvionares, genericamente interestratificados com subunidades que variam das argilas às areias (naturalmente misturadas) e que sempre possuem subjacente uma camada de cascalheira, constituída por seixo fino a grosseiro, em areias, calhaus e algumas pedras.

A prospecção geotécnica incluiu 114 sondagens com SPT's (mais de dois mil ensaios), 19 séries de ensaios com o pressiómetro autoperfurador, 18 conjuntos de ensaios com o Vane, 11 séries de ensaios sísmicos entre furos (Cross-Hole) e 6 ensaios com o cone sísmico e, ainda, 112 ensaios com o piezocone (CPTu). Para além de toda esta informação de campo foram realizados 230 ensaios de identificação, 60 edométricos, 58 triaxiais clássicos e 6 cíclicos, 13 de corte directo, 12 de corte simples cíclico, 24 de permeabilidade, 8 ensaios químicos e, finalmente, 6 ensaios com a coluna ressonante e 3 de corte torsional cíclico (Oliveira, 1997). Neste mesmo artigo, o autor resume os resultados deste vasto conjunto de ensaios, um acervo verdadeiramente excepcional na nossa prática de Geotecnia de Fundações.

As estacas de ensaio foram construídas com o propósito único de investigação e os ensaios conduzidos, antes da elaboração final do projecto de execução. Os resultados destes ensaios seriam usados para calibrar os parâmetros de cálculo e, conseqüentemente, otimizar os valores definidos em estudo prévio para o confinamento das estacas, então baseadas em cálculos realizados com metodologias semi-empíricas baseadas em ensaios “in situ” e em laboratório (em número e com qualidade singular) e em correlações criteriosas e bem fundamentadas mas “universais” e, por isso, eventualmente não comparáveis com as condições regionais (locais).

Nestes ensaios foram usados equipamentos particularmente ajustados aos objectivos enunciados: oito transdutores de deslocamento à cabeça, complementados com dois comparadores mecânicos, dois perfis de bandas extensiométricas (desenvolvidos pelo LCPC, em França, por Bustamante et al., 1990) colocados em dois tubos diametralmente opostos até à base da estaca, com uma resolução de 10-6 mm, um sensor de temperatura, um sensor de pressão de alta precisão, uma bomba hidráulica, com sensor, actuante sobre quatro cilindros e um nível óptico (LCPC, 1989, 1995; AGISCO, 1995). Na Figura 12 ilustra-se um dos ensaios.

O programa de cargas consistiu em oito patamares de carga até atingir a carga de 20000 kN (cerca de 2000 toneladas), seguindo-se procedimentos regulamentares pela normalização francesa (LCPC 1989, 1995 e Bustamante e Gianeselli, 1996). Para a carga máxima referida obteve-se um valor de assentamento de cerca de 100 mm (próximo de 10% do diâmetro).

As curvas carga-assentamento obtidas para as três estacas ensaiadas estão ilustradas na Figura 13 (LCPC, 1995; citado por Sêco e Pinto e Oliveira, 1998). No Quadro 2 apresentam-se Cargas de “rotura” (últimas) previstas e inferidas dos ensaios de carga.

As cargas de “rotura” (“últimas”) foram definidas para os valores correspondentes ao assentamento de 10% do diâmetro nominal da estaca, isto é, 120 mm.

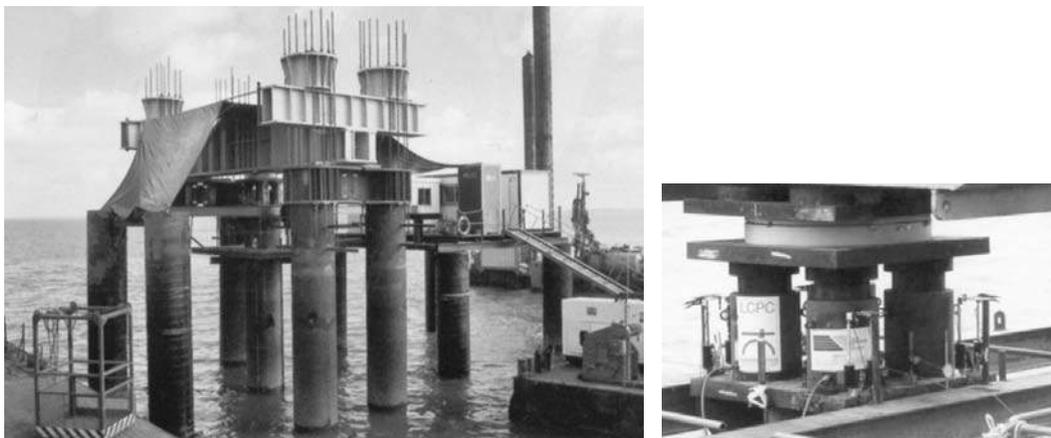


Fig. 12 – Pavilhão de Portugal, Lisboa (Expo'98)

Reproduzidos de Sêco e Pinto e Oliveira (1998), apresentam-se os valores destas cargas previstas com base no ensaio CPT e utilizado a metodologia de Bustamante e Gianeselli e as obtidas dos ensaios antes descritos. Como se vê, os valores medidos são sempre inferiores aos previstos – e bastante inferiores nas estacas P8 e P31 – tendo-se atribuído tal diferença a menores valores reais da resistência lateral unitária. Este assunto é desenvolvido nas publicações referenciadas.

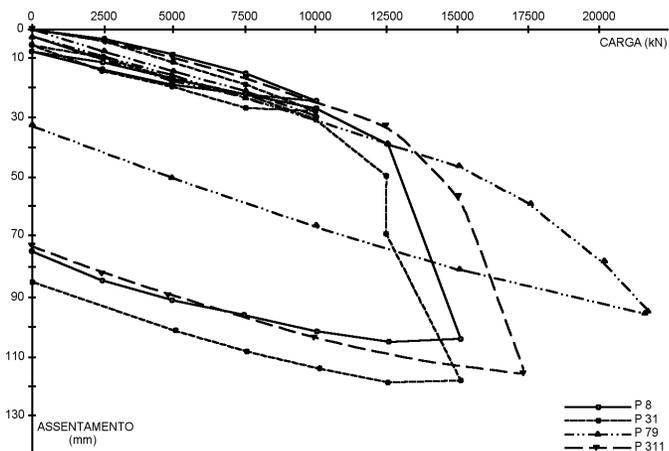


Fig. 13 – Curvas carga vertical versus assentamento dos ensaios das estacas na Ponte Vasco a Gama, em Lisboa (Sêco e Pinto e Oliveira, 1998).

Quadro 2 – Cargas de “rotura” (últimas) previstas e inferidas dos ensaios de carga

Cargas últimas (MN)	P8	P79	P31	P31(i)*
Previstas (com base no ensaio CPT)	23,0	21,4	> 22,7	-
Medidas	15,0	15,0	> 21,1 (24,5)	> 17,5

* Esta estaca foi re-ensaiada após injeção na ponta, em cascalheira, tendo aparente e paradoxalmente baixado o seu valor de rotura (não se abordará aqui este assunto)

4.5 – Pavilhão de Portugal, Lisboa (Expo'98)

No 7º Congresso Nacional de Geotecnia foi apresentada uma comunicação (Sousa Coutinho et al., 2000) com alguns dos aspectos dominantes dos ensaios de carga vertical executados em estacas de fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO'98 pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Aí se descrevem os procedimentos de ensaio, o equipamento utilizado e grandezas medidas. Apresenta-se também os resultados dos três ensaios realizados, fazendo-se uma abordagem a estes resultados na tentativa de se deduzirem os valores característicos, segundo a proposta do Eurocódigo 7, na sua versão de 1994, da capacidade resistente dos terrenos de fundação interessados, e comparam-se estes valores com os estimados antes da realização dos ensaios.

O objectivo deste campo experimental foi o de se verificarem os valores assumidos em projecto para as capacidades resistentes dos terrenos de fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO'98 (www.parquedasnacoes.pt/pt/expo98/), sendo o Dono de Obra a Parque EXPO98, SA. Para o efeito foram executados três ensaios de carga em estacas, um da responsabilidade do consórcio adjudicatário da obra para o qual o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa, deu uma pequena contribuição (ensaio nº0) e os outros dois da responsabilidade do LNEC (ensaios nº1 e nº2). Estes trabalhos estão descritos em detalhe em Câmara (1997) e Sousa Coutinho et al. (1997).

Os ensaios foram realizados em estacas localizadas no extremo sul da canópia do Pavilhão. Junto àquele local foi realizada uma sondagem na campanha de prospecção. De acordo com o relatório de prospecção geotécnica, identificaram-se 5 horizontes até cerca dos 17m, dispondo-se as camadas de terreno como se indica no Quadro 3.

Quadro 3 – Estratigrafia do terreno no local dos ensaios de carga

Prof. (m)	Natureza do terreno	Unidade Litostratigráfica
0 – 3,7	Aterro arenoso com pedras	C1
3,7 – 6,2	Lodo cinzento escuro com conchas	C2A
6,2 – 7,8	Areia lodosa cinzenta escura	C2B
7,8 – 10,8	Areia muito fina argilosa amarelada	
10,8 – 12,4	Argila siltosa cinzenta escura	C3A
12,4 – 14,0	Areias muito finas argilosas com conchas	
14,0 – 15,5	Areias muito finas argilosas com conchas	
15,5 – 17,0	Idem, com blocos de calcarenito	C3B
> 17,0	Areias muito finas argilosas com conchas	

A falta de ensaios específicos conduziu os autores deste estudo a lançar mão de um acervo grande de resultados de ensaios pressiométricos com Camkometer, particularmente no que respeita às formações miocénicas – expressos em teses (Sousa Coutinho, 1995; Marques, 1997) – que permitiram inferir os valores da resistência ao corte não drenado que basearam as correlações com as resistência unitária no fuste e a resistência de ponta da estaca.

Todos os dispositivos de medição de grandezas foram ligados a um sistema de aquisição automático tendo-se usado um programa de controlo e aquisição de dados desenvolvido no LNEC. Tal permitiu maior exactidão, apresentação em tempo real e economia substancial em meios humanos. As forças axiais na cabeça da estaca foram aplicadas por meio de um macaco hidráulico

accionado por uma bomba de óleo eléctrica. Utilizou-se como estrutura de reacção uma viga de aço ligada estruturalmente aos maciços de encabeçamento de duas estacas contíguas à estaca de ensaio. Foi criado um sistema automático de aplicação de cargas. As forças foram medidas por uma célula de carga, electrónica, colocada em série com o macaco, garantindo-se a coaxialidade das forças por rótula esférica colocada entre a célula e a viga de rigidez. O controlo da força também foi feito a partir da leitura automática da pressão instalada. Uma vantagem adicional da inclusão deste dispositivo é a possibilidade de dispor de leitura redundante de forças. Os deslocamentos superficiais da estaca carregada à compressão foram medidos por meio de três sistemas electrónicos baseados em transdutores de deslocamento angular, designados por encoders. A resolução do sistema, em termos de deslocamento linear, era de 0,025mm.

Os empolamentos das estacas de reacção foram medidos por meio de transdutores lineares de deslocamento com 50mm de campo de medição (um por cada estaca). As pontas do LVDT apoiaram em suportes especialmente concebidos para o efeito, solidarizados aos maciços de encabeçamento. Na Figura 14 ilustram-se estes dispositivos.

A reacção ao carregamento aplicado à estaca de ensaio foi obtida mobilizando a resistência à tracção de duas estacas contíguas à estaca de ensaio. A ligação estrutural entre a viga de rigidez e as estacas foi conseguida através de varões de aço de alta resistência (da marca Diwidag), encastrados nos maciços de encabeçamento das estacas e apertados contra a viga de rigidez por meio de porcas (Figura 15).

A leitura das extensões ao longo do fuste representa um valioso incremento de informação. Neste ensaio foram utilizados dois sistemas, ambos concebidos e construídos no LNEC, um dos sistemas, fixo, é descrito em Sousa Coutinho (1995); o outro, do tipo amovível (recuperável após cada ensaio), foi utilizado pela primeira vez estando pormenorizado noutros trabalhos (Sousa Coutinho et al., 1997).

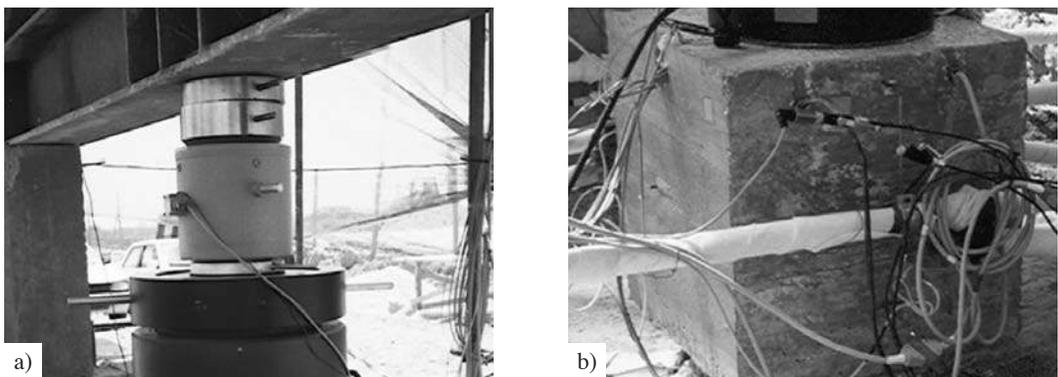


Fig. 14 – Ensaio de estacas no Pavilhão de Portugal-EXPO'98: a) Sistema de aplicação, medição e centragem das forças; b) Transdutor de pressão intercalado (LNEC, 1996, citado por Sousa Coutinho, 2006).

A partir dos diagramas de cargas por tensões registadas nos três ensaios realizados, foram avaliadas as tensões máximas mobilizadas. O problema que se pode pôr é o daqueles valores terem sido ou não valores associados à capacidade resistente, isto é, o da rotura ter sido ou não alcançada (como se ilustra na Figura 16). A interpretação apresentada pelos autores é discutida nas publicações já referidas. Na figura ilustram-se alguns dos diagramas de cargas e tensões mobilizadas nos três ensaios realizados.



Fig. 15 – Ensaios de estacas no Pavilhão de Portugal - EXPO'98: Sistema de reacção com estacas em tracção (LNEC, 1996, citado por Sousa Coutinho, 2006).

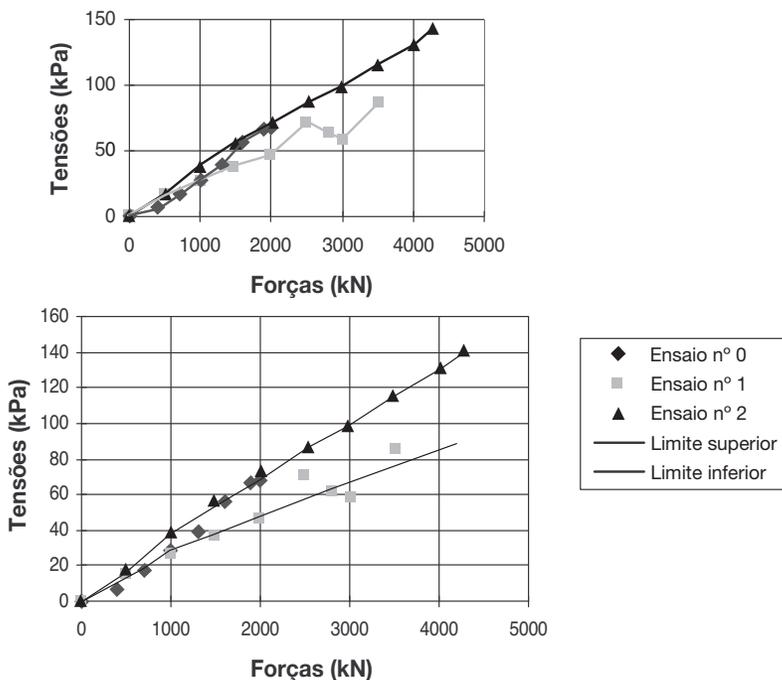


Fig. 16 – Ensaios de estacas no Pavilhão de Portugal - EXPO'98: diagramas de cargas versus tensões mobilizadas em dois níveis extensiométricos (Sousa Coutinho et al., 2000).

Os valores das tensões máximas mobilizadas são indicadas pelos autores no texto referido, sendo que a interpretação dos ensaios pode sugerir que alguns dos valores alcançados não são valores de rotura. Os autores discutem, assim, e a partir de quadros resumo, o cálculo do valor a tomar para característico da tensão, considerando as tensões máximas alcançadas e concluindo pelo menor dos valores (condicionante!), e não a sua média.

Sobre a resistência de ponta, tendo-se verificado que a ponta praticamente não tinha sofrido assentamentos, logo as estacas ensaiadas resistiram apenas por meio das forças mobilizadas ao longo do fuste, não foi possível estabelecer directamente um valor característico para a resistência

de ponta. Este valor foi deduzido indirectamente pelos autores, recorrendo a correlações com ensaios in situ ou a expressões analíticas que relacionem uma propriedade resistente do terreno com as resistências lateral e de ponta. No entanto, não sendo as tensões no fuste de rotura, as tensões deduzidas para a ponta também não o deveriam ser.

Determinados experimentalmente os valores das tensões associados à capacidade resistente (o menor dos valores das tensões máximas alcançadas), os valores característicos dessas tensões foram calculados aplicando os coeficientes de conversão referidos no Eurocódigo 7, cuja metodologia foi expressa anteriormente: (a) determinação da média ou do menor os valores experimentais; (b) escolha dos coeficientes de conversão apropriados, x , de acordo com o número de ensaios; (c) aplicação dos coeficientes de conversão apropriados aos valores determinados nos dois primeiros passos; (d) definição do valor característico pelo menor dos dois assim calculados.

Sousa Coutinho et al. (2000) apresentam em síntese uma comparação entre os valores característicos de projecto e os valores característicos determinados com base nos ensaios de carga realizados. Esses resultados são resumidos no Quadro 4.

Quadro 4 – Comparação entre tensões características consideradas no projecto e obtidas com base em ensaios de carga.

Camada		Tensões características (kPa)		Factor amplificador
		Projecto	Ensaio	
Aterro/Aluvião		0	44	∞
C3A		26,7	78	2,92
C3B		53,3	151	2,83
Ponta	$14 < z < 19,5$	2400	5760	2,40
	$z > 19,5$	2800		2,06

As conclusões apresentadas pelos autores, referem que os ensaios realizados permitiram determinar parâmetros para o dimensionamento de estacas, sendo os valores característicos obtidos, pelo menos, duas vezes maiores do que os valores admitidos em projecto. Estes haviam sido estimados com base apenas em ensaios SPT (correlacionados com cones penetrómetros estáticos e pressiómetros). Uma vez que os valores obtidos experimentalmente se revelaram superiores aos valores admitidos em projecto, pode concluir-se que este estava contra a economia. A conclusão que apresentaram é de que os ensaios devem ser sempre realizados, com vista à comprovação in situ dos valores admitidos no dimensionamento.

4.6 – Ponte Salgueiro Maia, em Santarém (Junta Autónoma das Estradas - JAE)

Nesta travessia do vale fóssil do Tejo, que inclui viaduto e ponte, foram executados 5 ensaios de carga vertical pelo sub-empregado Tecnasol FGE para o consórcio construtor Conduril-MSF. Estes ensaios de carga vertical preconizados pelo projectista Eng. Câncio Martins e seu consultor para as Fundações, Prof. Matos Fernandes, foram determinados pelo Dono de Obra, JAE, e tiveram como objectivo a optimização do projecto de fundações. Estes ensaios tiveram a colaboração da AGISCO que mantém uma parceria com a divisão de fundações do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – LCPC, cujo Director Dr. Bustamante acompanhou os ensaios e procedeu à sua análise.

Os ensaios foram realizados no período compreendido entre 19 de Maio e 4 de Junho de 1997. Antes o projecto teve como base uma relativamente extensiva campanha de reconhecimento, que incluiu sondagens e ensaios in situ, bem como ensaios em laboratório sobre amostras integrais e indeformadas, de modo a estabelecer, para cada uma das formações relevantes para a obra, um quadro tanto quanto possível aproximado das suas características físicas e mecânicas e justificar os parâmetros adoptados.

No local de implantação de cada ensaio foi realizada uma sondagem de forma a recolher os elementos específicos necessários à completa definição do ensaio a executar, bem como, permitir a melhor interpretação do mesmo. De uma forma genérica pode-se referir que se pode dividir o maciço interessado pela obra em quatro grandes unidades geotécnicas, três delas pertencentes ao enchimento aluvionar recente do vale fóssil do Tejo e a quarta que constitui a base daquelas aluviões (Matos Fernandes, 1996 e 1997).

Dos ensaios realizados, como se referiu, salientam-se: (i) sondagens, com ensaios SPT nos horizontes terrosos atravessados, com recolha de algumas amostras indeformadas, e amostragem contínua nas bases rochosas, alguns ensaios de corte rotativo (“Vane”, FVT) nos horizontes argilosos, alguns ensaios de cross-hole entre furos de sondagens, para determinação das velocidades de ondas sísmicas “S” e “P”, ensaios com o pressiómetro auto-perfurador (Camkometer, SBPT) e (felizmente) um significativo número de ensaios com o piezocone (CPTU) – executados e tratados pelo Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto sob coordenação do autor do presente relato. Em laboratório viriam a ser realizadas identificações físicas e ensaios mecânicos (consolidação e triaxiais) sobre amostras integrais e indeformadas.

A descrição que se faz em projecto das quatro unidades geotécnicas - (i) argilas e siltes lodosos; (ii) areias e solos arenosos diversos; (iii) cascalheira; e, (iv) formações do Pliocénico, baseia-se nos ensaios acima descritos. Aí se refere que a contribuição da unidade argilo-siltosa é “particularmente importante no comportamento daquelas fundações sob a acção de forças horizontais, e, não sendo desprezável, é, todavia, de alguma forma modesta para o equilíbrio das forças verticais.” Já o segundo horizonte, de natureza arenosa, é relevante para o equilíbrio das forças horizontais aplicadas às fundações, em particular quando a sua espessura é elevada, tornando apreciável a componente da resistência lateral (Matos Fernandes, 1996 e 1997).

É, no entanto, a cascalheira que “apresenta interesse muito particular para a resistência das estacas às cargas verticais”. De facto, embora o projectista se tenha confrontado com a realidade de uma quase certa “impossibilidade de colher amostras indeformadas ou até remexidas (sem recurso a complexas técnicas de congelação, etc.) que fossem representativas da própria granulometria, quer ainda pela quase impossibilidade de introdução do CPT e pela falta de representatividade dos resultados do SPT” (Matos Fernandes, 1996 e 1997), a análise cuidada dos resultados da prospecção sugeria que esta unidade se apresenta com compacidade em geral elevada.

Para a estimativa da resistência lateral nesses horizontes de solos muito grossos optou-se por inferir a resistência lateral unitária com base na expressão clássica (tipo Meyerhof ou Vésic) e admitindo o ângulo de atrito em tensões efectivas do terreno elevado (45°) - embora considerado conservativo para a granulometria e compacidade da cascalheira - bem como para a interface estaca-terreno. O valor do coeficiente de impulso K , dependente do modo de instalação das estacas, e por isso baixo no caso das estacas moldadas no terreno, foi tomado nos cálculos conservativamente igual a 0,5. Este valor, porém, deveria ser verificado nos ensaios de estacas a realizar previamente à execução das fundações. Poder-se-ia, assim, evitar a obrigatoriedade de prolongar as estacas até à unidade pliocénica, o que pouparia a difícil tarefa de perfurar a espessa camada de cascalheira compacta. Admitir-se-ia, mais tarde, uma variante que consistiria na injeção da cascalheira na base das estacas, que seria também objecto de verificação por ensaios

de estacas, assim executadas. Este trajecto é muito equivalente ao que foi seguido no projecto e execução das fundações profundas da Ponte Vasco da Gama. As estacas ensaiadas tinham 800mm de diâmetro e profundidades compreendidas entre os 30,8 m e os 57,8 m. Em todas as estacas, foi aplicada uma carga máxima de 7000 kN, com recurso a macacos hidráulicos, sendo a reacção garantida por um sistema de 8 ancoragens ao solo (ver Figura 17).

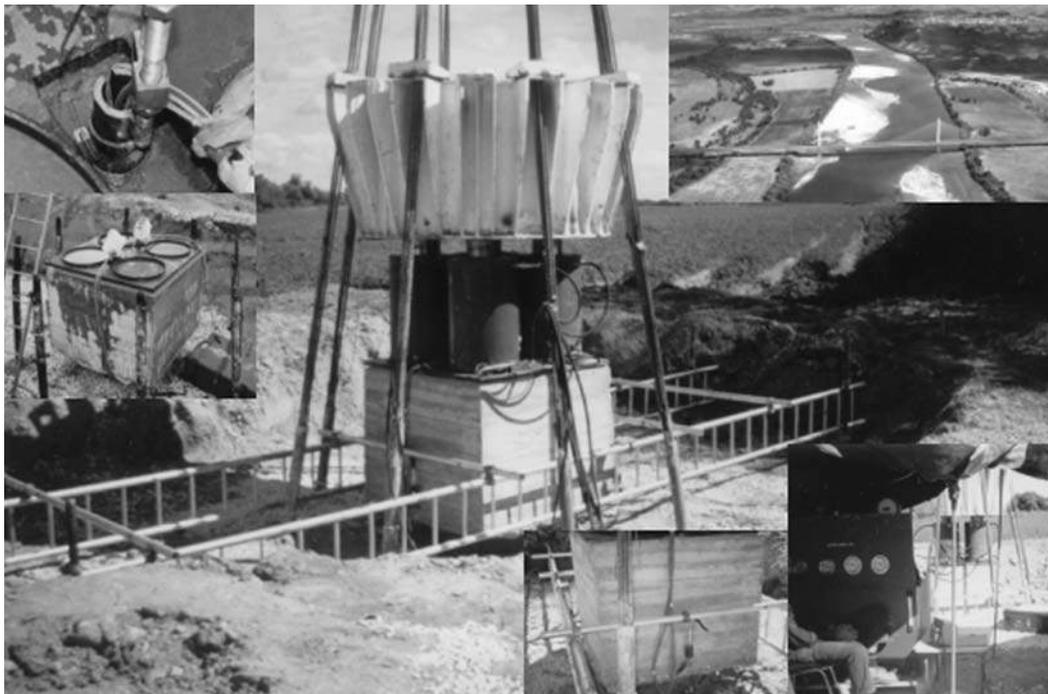


Fig. 17 – Ensaios de estacas na Ponte sobre o Tejo em Santarém (Salgueiro-Maia).

Durante os ensaios foram retirados os valores de assentamento da cabeça da estaca através da utilização de 4 deflectómetros e da deformação ao longo do fuste da estaca com recurso a 2 extensómetros do tipo amovível (extensómetros amovível – LPC, Bustamante et al., 1990) com dez níveis de leituras em profundidade (Figura 17). A carga aplicada foi aferida pela utilização de uma célula de carga eléctrica. Dada a duração dos ensaios, foi também usado um sensor de temperatura para caracterização da sua evolução.

Os resultados destes ensaios constam de um relatório específico da autoria da AGISCO– LCPC no âmbito da empreitada e, por isso, confidencial, e foi considerado na aferição das soluções de projecto, traduzidas nos termos finais da execução. Espera-se para breve uma publicação sobre estes resultados.

4.7 – Casa da Música (Porto 2001)

Os ensaios de carga vertical executados pela Tecnasol FGE para o consórcio Somague/ A Mesquita / ECOP, sobre estacas de fundações do edifício dos auditórios, foram coordenados pelos projectistas ARUP e AFA Associados e tiveram como objectivo a optimização do projecto de fundações especiais da Casa da Música (esquema da estrutura na Figura 18 e fotos em www.casadamusica.pt).

De uma forma genérica pode-se referir que as estacas foram realizadas em granito muito alterado (W5), sendo o seu encastramento feito em granito medianamente alterado (W3). Numa publicação de

Gaba et al. (2004) detalha-se o volume de ensaios com penetrómetros dinâmicos (DPSH/SPT) e a análise estatística sobre eles realizada e que permitiu ter um modelo geotécnico para enquadramento dos resultados dos ensaios de estacas.

Em Novembro de 2000, segunda a descrição que nos foi cedida pela Tecnasol FGE, foram ensaiadas duas estacas. Uma estaca com 1300 mm de diâmetro e 11,3 metros de profundidade, executada pela metodologia a adoptar em todas as estacas definitivas e uma estaca de 800 mm de diâmetro e 9,0 metros de comprimento em que foi utilizada uma camisa perdida ao longo do fuste da estaca, à excepção da zona de encastramento (3 vezes o diâmetro). Esta camisa não se encontrava solidária ao terreno envolvente de forma a anular a capacidade resistente da estaca por atrito lateral. Com recurso a macacos hidráulicos, foi aplicada uma carga máxima de 10.000 kN e 5.000 kN, respectivamente na estaca de 1300 e 800 mm, sendo em ambos os casos a reacção garantida por um sistema de 12 ancoragens ao solo (Figura 19).

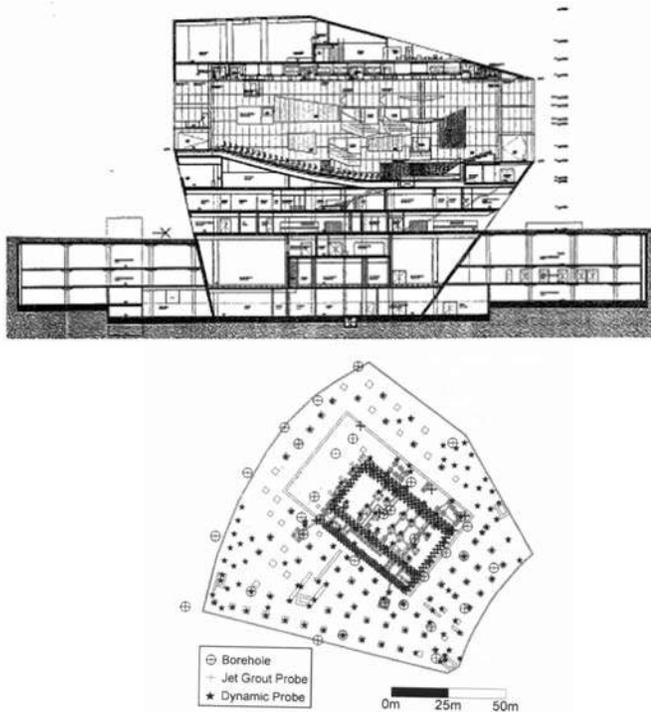


Fig. 18 – Estrutura e ensaios in situ da Casa da Música, Porto (Gaba et al., 2004).

Durante os ensaios foram retirados os valores de assentamento da cabeça da estaca através da utilização de 4 deflectómetros uniformemente distribuídos no maciço de encabeçamento das estacas (ver Figura 19). No local de implantação de cada ensaio foi realizada uma sondagem de forma a recolher todos os elementos necessários à completa definição do ensaio a executar, bem como, permitir a melhor interpretação do mesmo.

Estes ensaios, embora tenham mobilizados meios excepcionais tanto de carga como instrumentação, e tenham sido precedidos de um volume significativo de ensaios *in situ*, não seriam conclusivos em termos de informação paramétrica, dado que não se chegaram a mobilizar deslocamentos suficientes para se estimarem transferências de carga ao longo do fuste. Tiveram, no entanto, o condão de permitir ao projectista identificar com segurança as relações entre cargas e

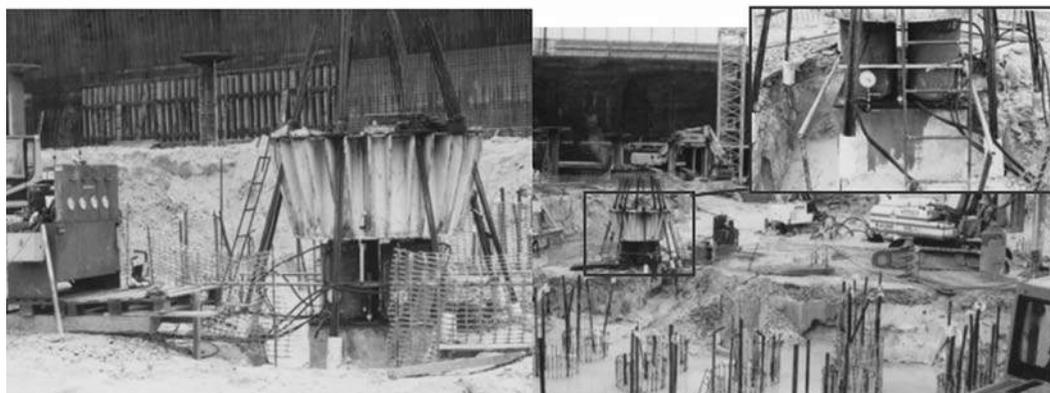


Fig. 19 – Ensaio de carga vertical – Casa da Música, Porto (Tecnasol FGE).

assentamentos para cargas até às cargas nominais limites (estado limite de utilização), e, ainda, o assentamento sob a carga máxima de ensaio, que permitiu avaliar se o assentamento da estaca realmente em serviço era comparável com o assentamento previsto, e se aquele era compatível com os limites tolerados pela superestrutura.

4.8 – IP6 Viadutos na ligação Peniche – A8 (Instituto de Estradas de Portugal, IEP)

No âmbito da empreitada de execução das fundações integrada no projecto de construção do IP6 –Lanço Peniche/IC1 – Ligação à A8, com o objectivo de aferir o dimensionamento das estacas segundo o critério de carga-assentamento, procedeu-se entre os dias 26/01 e 11/02 de 2005 à realização de três ensaios de carga vertical e dois ensaios de carga horizontal em “estacas de ensaio” de Ø800mm. Estes ensaios foram realizados pela Tecnasol FGE para o Empreiteiro geral Somague Engenharia, com a colaboração do gabinete de projecto do Dono de Obra – A2P, na pessoa do Eng. Sousa Coutinho, responsável pelas fundações da equipa.

Obteve-se a informação sobre estes ensaios, para este relato, a partir de uma nota fornecida pela Tecnasol FGE, complementada por parte da exaustiva apresentação e bem fundamentada análise recolhida da Aula Síntese das Provas de Agregação apresentadas pelo Eng. Sousa Coutinho na FEUP, ele mesmo o projectista dessas estacas. Refere-se sucintamente o sistema de carga, a instrumentação instalada, as observações gerais do interesse para interpretação dos resultados obtidos e a esquematização dos patamares das diversas fases de ensaio.

Os ensaios de carga vertical propostos consistiram na aplicação em cada estaca de ensaio (Ø800mm) de uma carga axial de compressão com um valor máximo de 5500kN. As estacas tinham comprimentos compreendidos entre os 14,5 e os 21,5 m.

A localização dos ensaios foi escolhida, com base no estudo geotécnico existente, de forma a retratar os vários cenários geotécnicos do local, existindo ensaios feitos em estacas encastradas em argilas margosas e outros em areias.

A carga ministrada na estrutura a ensaiar (estaca) foi conseguida através do recurso a 4 macacos hidráulicos uniformemente distribuídos na área da superfície de aplicação de carga (maciço de coroamento). A aplicação da carga na estaca foi possível pelo recurso a uma estrutura de reacção fixa ao terreno por intermédio de ancoragens (Figura 20).

A monitorização das estacas de ensaio foi feita recorrendo-se aos seguintes instrumentos:

- 4 deflectómetros para controle de deslocamentos verticais do maciço de coroamento, fixos a uma estrutura de suporte ligeira fixada e travada fora da área de influência do campo de tensão actuante no terreno durante o ensaio (Figura 21);
- 2 deflectómetros instalados no capacete metálico para controle de deslocamentos do mesmo durante o ensaio;
- Barras extensiométricas (strain-gauges – Figura 22) para registo da variação das tensões actuantes na armadura da estaca. Estes instrumentos foram instalados a diferentes profundidades do corpo das estacas.



Fig. 20 – Ensaio de carga vertical - IP6 Viadutos na ligação Peniche-A8 (Tecnasol FGE).

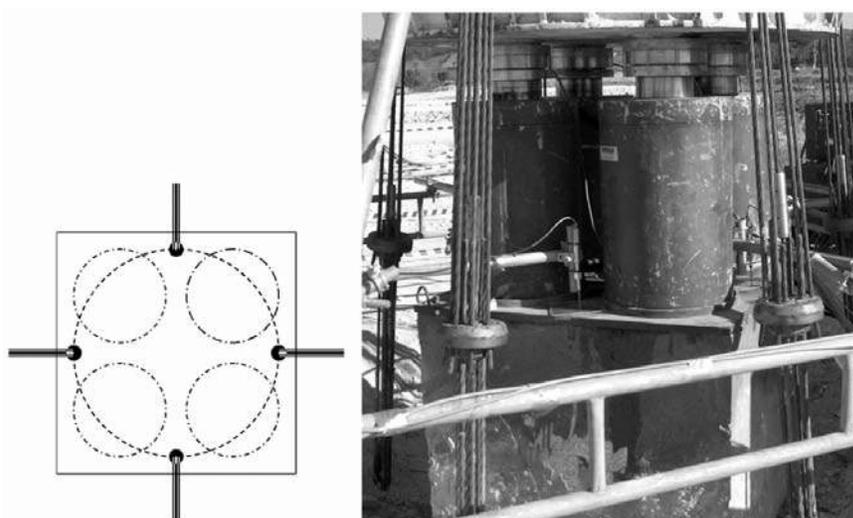


Fig. 21 – Posicionamento dos deflectómetros electrónicos no maciço de encabeçamento (IP6, Viadutos sobre os rios Galvão e Real. A2P/IEP/Tecnasol, 2005).

Os extensómetros e os deflectómetros, encontraram-se ligados a uma “terminal box”, tendo a tomada de leituras sido feita recorrendo-se à caixa de leitura Data Mate MP.

O valor da carga aplicada nos diferentes estágios, ciclos de carga e ciclos de descarga, foi efectuado através do controlo (leituras) das células de carga colocadas entre a estrutura de reacção e os macacos hidráulicos, conhecendo-se a pressão transmitida, quer à saída do grupo hidráulico quer à entrada dos macacos (com recurso a manómetros), e a área de pressão.

Dada a duração dos ensaios, e a variação de temperatura expectável ao longo dos mesmos, foi também usado um sensor de temperatura para caracterização da sua evolução.

Os resultados destes ensaios foram considerados na aferição das soluções de projecto, traduzidas nos termos finais da execução e apresentadas nas provas de agregação do Eng. Sousa Coutinho, a que o autor deste relato teve acesso. Nesta exposição, foram detalhadas de forma didáctica os potenciais das relações obtidas entre cargas e assentamentos, e a fluência destes nos patamares de carregamento para boa definição de cargas nominais limites (estado limite de utilização), e, ainda, o assentamento sob a carga máxima de ensaio, que permitiu avaliar se o assentamento da estaca realmente em serviço era comparável com o assentamento previsto, e se aquele era compatível com os limites tolerados pela superestrutura. O responsável concluiu que a obtenção das resistências ao longo do fuste em cada estrato intersectado, das resistências de ponta e das cargas de fluência, permitiram a calibração e a validação de modelos ou métodos que tinham sido utilizados no dimensionamento (base). Tal foi feito seguindo a metodologia do Eurocódigo 7, versão de 2004, deduzindo-se as resistências características dos estratos interessados a partir dos valores medidos, seguindo depois o cálculo nos moldes habituais (sic). Pela sua relevância, espera-se para breve uma publicação sobre estes resultados.



Fig. 22 – Extensómetros eléctrico e de corda vibrante soldados a um varão da armadura (IP6, Viadutos sobre os rios Galvão e Real. A2P/IEP/Tecnasol, 2005).

4.9 – Campo experimental de Santo Estêvão - Pegões (IST/FCT-POCTI/ECM/36057/ 99)

Este caso resulta de um trabalho de investigação inserido num projecto liderado pelo Instituto da Construção do IST-UTL e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – organismo do Ministério de Ciência e Ensino Superior do governo português, com fundos comunitários europeus – de referência POCTI/ECM/36057/99 e designado por “Dynamic Load Test: its implementation in Portugal”. O investigador responsável por este projecto era o Prof. António Gomes Correia, tendo o Prof. Jaime Santos orientado uma tese de mestrado realizada pelo licenciado José Jorge Gouveia Pereira, intitulada “Avaliação da Capacidade Resistente de Estacas através do ensaio de Carga Dinâmico” (Gouveia Pereira, 2003). O trabalho contou com a colaboração da empresa

SOPECATE, SA, que construiu as estacas e a estrutura de carga, bem como deu toda a assistência aos ensaios que aqui se desenvolveram. Foram executadas 5 estacas moldadas, uma que viria a ser ensaiada em compressão estática e as outras quatro de reacção, que, no entanto, viriam a ser também ensaiadas em compressão por carga dinâmica (ver Figura 23).

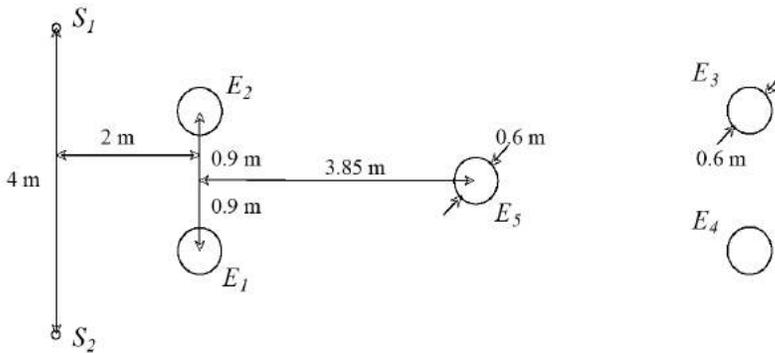


Fig. 23 – Geometria do local de ensaio (Gouveia Pereira, 2003).

Para a execução das estacas foram usados tubos moldadores com diâmetro de 600mm, até aos 17m de profundidade, num maciço de aluviões areno-siltosas-argilosas, sobrejacentes a solos fortemente sobreconsolidados (margosos) de formações miocénicas.

Para caracterização destes maciços (Gomes Correia, 2002) foram executadas sondagens com SPT, com identificação física de amostras integrais, pela empresa SOPECATE, e, ainda, ensaios sísmicos entre furos, “cross-hole”, pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Gouveia Pereira, 2003; Gouveia Pereira, et al., 2004; Gomes Correia et al., 2006).

Os ensaios de carga dinâmicos (Santos e Gouveia Pereira, 2002; Gouveia Pereira, 2003; Gouveia Pereira, et al., 2004) foram executados nas quatro estacas que fariam reacção ao ensaio estático, pela empresa Terratest (associada da Sopecate), usando um equipamento “Pile Dynamics Inc.”. Foram fixos dois conjuntos de acelerómetro e extensómetro e amortecedores, sendo os ensaios executados com um martelo com uma massa de 7900kg (ver Figura 24).

Para a realização do ensaio de carga estático foi desenvolvida uma estrutura, cuja descrição é feita por Gouveia Pereira (2003) e que se ilustra na Figura 25. A instrumentação da incluiu transdutor de pressão e deflectómetros (ambos com o objectivo de registo da resposta à cabeça), para além de um transdutor de força colocado na ponta da estaca e de extensómetros fixados à armadura em doze níveis diferentes – quatro por nível – para avaliar a transferência de carga ao longo do comprimento da estaca e na base – em redundância (Figura 24).

A interpretação dos ensaios dinâmicos foi feita pelo método CASE, com o fim de avaliar as capacidades resistentes mobilizadas, bem como com recurso a um método de cálculo desenvolvido no âmbito da tese acima referida, tendo os resultados sido muito compatíveis (Gouveia Pereira, 2003). Dos resultados do ensaio de carga estático foi possível estabelecer a curva tensão-deformação e de distribuição de carga em profundidade. O facto de não se ter conseguido conduzir os ensaios até à rotura, inviabilizou uma análise comparativa plena, mas fez-se recurso a um programa de simulação de ensaios com base nas respostas preliminares, tendo-se verificado um bom enquadramento, tanto na curva carga-deslocamento no topo da estaca, com na da distribuição dos esforços normais em profundidade (Gouveia Pereira, 2003; Gouveia Pereira, et al., 2004).



Fig. 24 – Ensaio dinâmico das estacas de reacção – Santo Estevão (Gouveia Pereira, 2003).



Fig. 25 – Vista geral e pormenores da instrumentação do ensaio estático com a estrutura de reacção – Santo Estevão (Gouveia Pereira, 2003).

4.10 – Viaduto de Santana do Cartaxo – Modernização da linha do norte (REFER)

Este ensaio de carga vertical foi realizado sobre uma estaca construída pelo empreiteiro para o fim único de verificação de critérios de projecto. Foi realizado pelo empreiteiro adjudicatário, Mota-Engil, SA, no âmbito do projecto realizado pela Viaponte, Proj. e Cons. de Eng^a, Lda, para a REFER, do Viaduto de Santana do Cartaxo, enquadrado no Projecto de Modernização da Linha do Norte – Subtroço 1.4 – Azambuja / Vale de Santarém. O autor deste relato integrou a equipa de projecto.

O Viaduto Ferroviário de Santana do Cartaxo, que decorre da necessidade de aumentar os raios de curvatura, para possibilitar velocidades de circulação de 220 km/h dos comboios da linha do Norte, obrigou à passagem numa zona de planície aluvionar formada por um vale muito plano e aberto e preenchido por materiais geologicamente muito recentes. O viaduto em questão é constituído por dois encontros, sete pilares de transição e entre estes por cinco pilares intermédios. O vão entre pilares de transição é de 30m, enquanto que entre pilares de transição e intermédios de cerca de 25m. As fundações dos pilares intermédios são constituídas por duas estacas moldadas de tubo perdido com diâmetro igual a 1,5m, constituindo o seu maciço de encabeçamento o próprio pilar. Devido ao seu espaçamento e nomeadamente o seu número considera-se que as estacas actuam individualmente, i.e., o efeito de grupo é negligenciável.

Segundo as especificações do projecto da Viaponte (2003), o ensaio de carga – dito preliminar – seria realizado sobre uma estaca de 800mm de diâmetro, cumprindo os requisitos dos termos “regulamentares” seguidos do Eurocodigo 7, de que “a(s) estaca(s) ‘preliminare(s)’ deverão ter diâmetros nunca inferiores a 50% das projectadas” (de 1500mm). Enfatizava-se na Memória Descritiva do Projecto que “As Estacas de Ensaio Preliminares são as estacas executadas antes início da execução das Estacas Estruturais, de modo a verificar-se os equipamentos e métodos construtivos propostos pelo Empreiteiro e se as respectivas dimensões satisfazem os requisitos das Especificações (...). De facto, entende-se por estaca ‘preliminar’ uma estaca que é executada para fins exclusivos de ensaio prévio e que, por que deverá ser carregada até à sua carga última, não integrará a estrutura definitiva (...). E (...) terão que ser executadas pelo mesmo equipamento (ou semelhante) e seguindo os mesmos processos construtivos, em todas as suas vertentes, que serão usados na construção, segundo os termos definidos pelo projectista”.

Segundo as especificações do projecto da Viaponte (2003), o ensaio deveria ser conduzido até 2 vezes a carga de trabalho. Ainda de acordo com as indicações dos projectistas, a carga de trabalho deveria ser estimada considerando uma tensão normal de 5,5 MPa. Para a estaca de $\phi 800$ mm, tal corresponderia, a uma carga de trabalho de cerca de 2800 kN. Felizmente, decidiu-se que o ensaio iria ser conduzido até à carga de 8000kN (2,86 vezes a carga de trabalho), valor esse condicionado pela resistência da treliça metálica, o que viria a permitir atingir resistências últimas, em particular as laterais dos horizontes atravessados, assim identificando parâmetros específicos para ajuste do projecto, com ganho no rigor da solução estrutural final (em particular, a optimização dos encastramentos nas bases miocénicas).

O ensaio seria conduzido sob supervisão dos projectistas e, sob sua própria sugestão ao Dono de Obra, coordenação independente do ICIST do Instituto Superior Técnico, na pessoa do Prof. Jaime Santos. A análise incidiria sobre uma zona tipificada no perfil do Pilar P2 do Viaduto V4, que se inclui na Figura 6. Como se vê, a caracterização base inclui ensaios com SPT e CPT, para além de outros – como ensaios com o cone sísmico -, que não são directamente usados neste exercício de correlacionamento (que será detalhado em publicação próxima, em desenvolvimento pelos responsáveis deste estudo). Uma zona superficial sobreconsolidada por dissecação, resistências muito baixas das argilas intercaladas com areias muito soltas e para lá de uma zona de transição, materiais muito rijos ou muito compactos, são alguns dos aspectos a realçar (não sendo negligenciável a grande heterogeneidade do maciço).

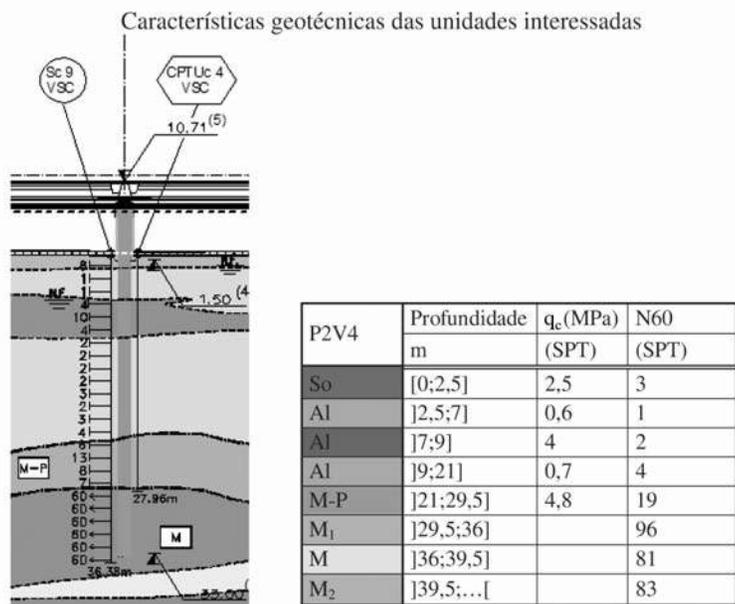


Fig. 26 – Perfil transversal da zona interessada pelo pilar P2V4 (Santos, 2005).

O ensaio de carga foi realizado com recurso a uma treliça dimensionada pelo empreiteiro Mota-Engil (ver Figura 27) e executado em duas etapas principais: carregamento até uma carga de trabalho de 2800 kN, correspondente a uma tensão média de serviço de 5,5 MPa; descarga seguida de carregamento até à carga máxima de 8000 kN, limitada pela resistência do sistema de reacção (Figura 28).

Os critérios de estabilização dos assentamentos foram de que a taxa de assentamento não devia exceder 0,05mm/hora (na leitura de 30min ou 1h ou 2h ou ...) ou a diferença entre duas leituras consecutivas de assentamentos corresponder a, no máximo, 5% do assentamento havido no mesmo estágio, tendo-se admitido o tempo de estabilização máximo para as leituras nos patamares de carga de 4h.

O ensaio foi devidamente instrumentado ao nível da medição da carga, medição dos deslocamentos ou extensões e esforço axial. Houve o cuidado de, sempre que possível, executar as medições por, pelo menos, duas vias independentes procurando dessa forma confirmar os valores observados e precaver possíveis anomalias num deles.

A carga de ensaio foi aplicada através de dois macacos hidráulicos (ver Figura 27). A medição da carga foi efectuada através de um manómetro de pressão e de uma célula de carga colocada entre o maciço de encabeçamento da estaca e os macacos hidráulicos.

A monitorização dos deslocamentos verticais do maciço de encabeçamento da estaca foi efectuada através de deflectómetros e transdutores, por um lado, e nivelamento geométrico, por outro. O uso de nivelamento geométrico permitiu, igualmente, verificar que não ocorreram deslocamentos relativos entre a estrutura de suporte e o nível de referência. A instrumentação ao longo do fuste da estaca permitiu a determinação da evolução do esforço axial e das resistências mobilizadas (ver Figura 27).

Para essa avaliação da transferência (evolução) do esforço axial e das resistências mobilizadas, foram instalados 8 níveis de 3 extensómetros de corda vibrante (Figura 29) para monitorização do esforço axial. Só foi possível determinar o esforço axial em 5 dos 8 níveis instrumentados, o que representa uma perda de 37,5%. Esta perda significativa pode dever-se ao facto de ter sido utilizada uma armadura muito



Fig. 27 – Ensaio de carga em estaca experimental – Santana do Cartaxo.

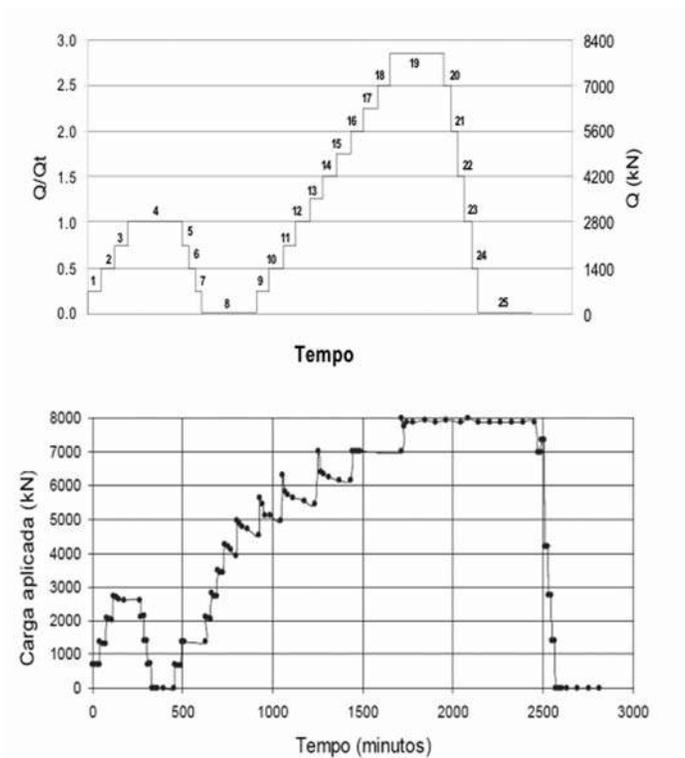


Fig. 28 – Plano de cargas (Q e Q_t são a carga aplicada e a de trabalho) e efectivamente realizadas.

densa na estaca experimental. Factor que poderá ter prejudicado a leitura dos resultados. Rejeitaram-se os registos anormais e os picos anómalos de magnitude significativa. Para o cálculo do esforço normal admitiu-se a secção teórica da estaca igual a 800mm e um módulo de elasticidade de 33,5GPa.

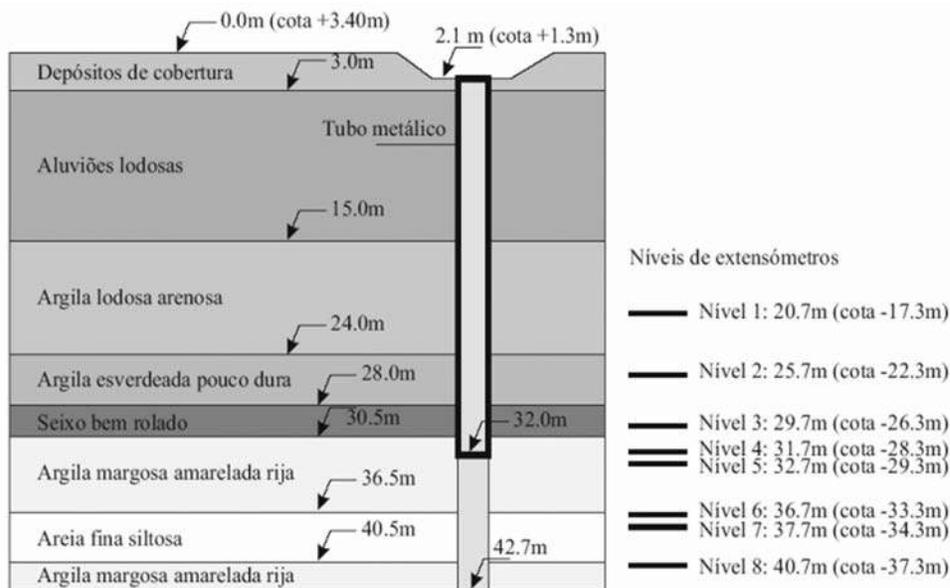


Fig. 29 – Instrumentação implementada na estaca do ensaio de carga para identificação da transferência de carga ao longo do fuste e ponta (extensômetros – Sisgeo, S.r.l.).

O ensaio, apesar de ter induzido um assentamento de 63mm ($s/b=7,9\%$ - Figura 30) não conseguiu mobilizar a resistência total disponível do terreno, como a resistência lateral das duas últimas camadas e a última de ponta. O diagrama carga-assentamento não apresentou uma assíntota sub-horizontal manifestando a proximidade da rotura. Assim, os valores últimos foram extrapolados através do método de Décourt (1996). Neste método a “rigidez” (Q/s , kN/mm) é extrapolada até ao valor nulo, assumindo-se que a rotura se dará quando a tangente ao diagrama carga-assentamento for horizontal. Deste modo obteve-se o valor de 8417 kN para a carga última.

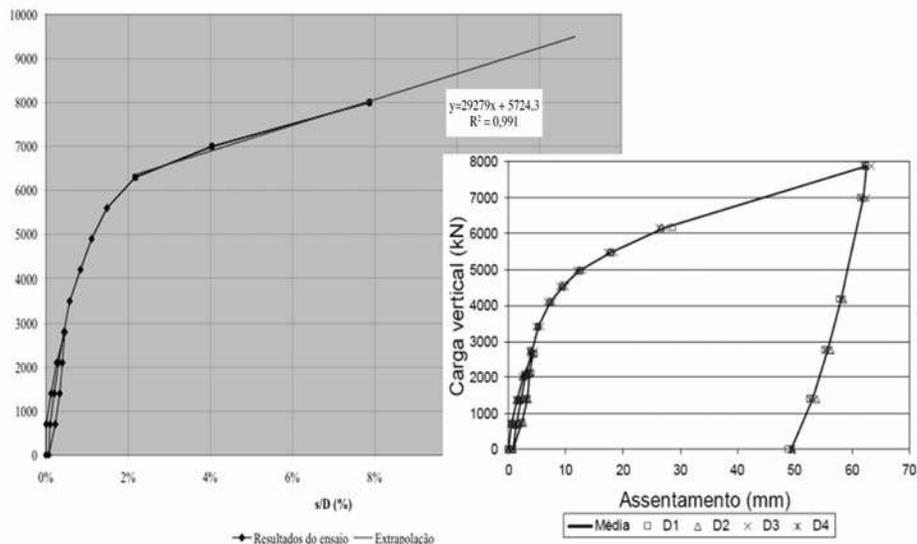


Fig. 30 – Diagrama carga-assentamento e extrapolação para um assentamento de 12,5%.

Por outro lado, como a proximidade da rotura não é evidente, estimou-se a carga para um assentamento da ordem de 12,5%. Na estimativa admitiu-se que a tendência das últimas 3 observações se mantinha. Por esta via calculou-se uma carga de 9384 kN.

Do tratamento dos dados obtidos do ensaio, importa apresentar, como exemplo da importância destes exercícios paramétricos, o confronto de valores para a resistência lateral unitária última, estimadas pelas metodologias clássicas (tipo Meyerhof, Skempton,...), por um lado, e semi-empíricas com base nos ensaios in situ (Bustamante e Frank, 1999 – LCPC-DTU), por outro, com os obtidos no ensaios pela instrumentação descrita e cuja interpretação se faz em Santos (2005). Na camada mais coerente do miocénico, identificada como uma argila siltosa muito rija ou por vezes como sendo uma margam calco-gresosa, e que poderá ser uma zona de transição do material residual para um material rochoso, foi ainda considerada uma análise das resistências desse estrato, tendo como referência a metodologia expressa pelo documento britânico da CIRIA (Gannon et al. 1999), nomeadamente o capítulo referente a rochas brandas (“Design of piles in weak rock”). Dessa forma, foi efectuada uma análise conjugada com a metodologia DTU. Na Figura 31 faz-se esse confronto.

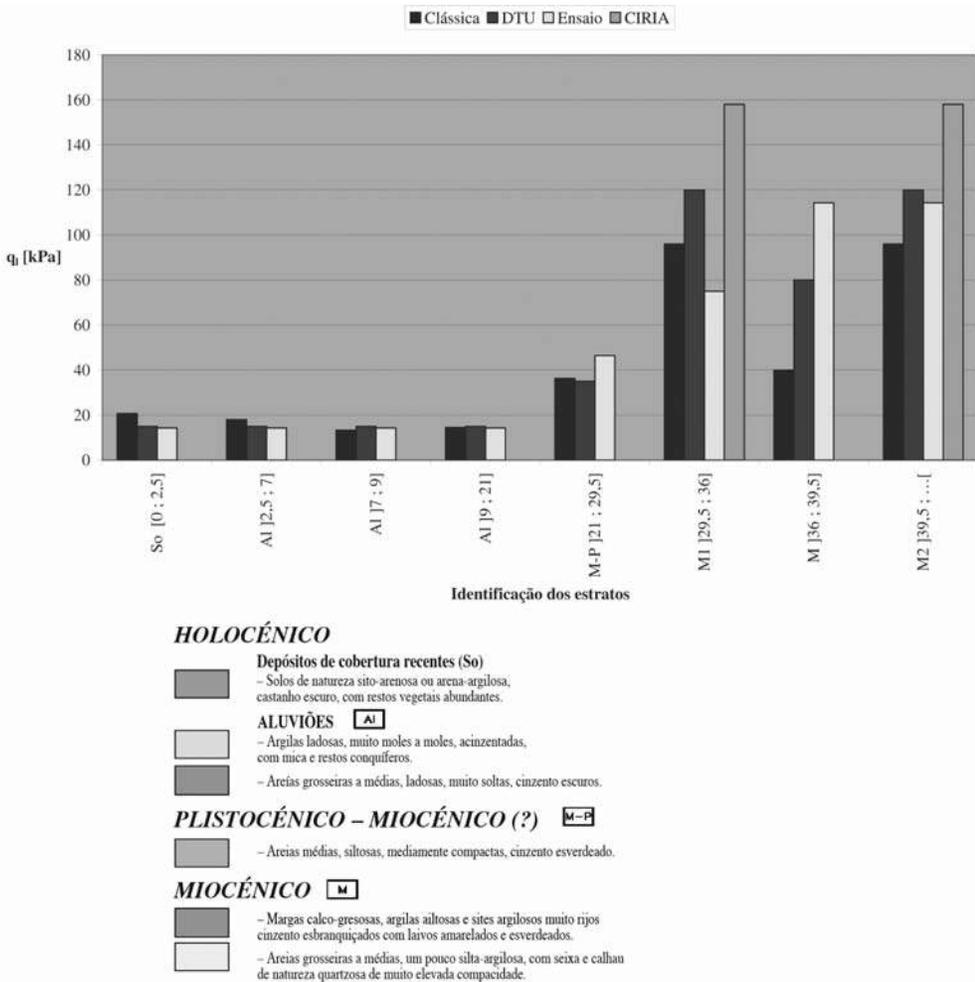


Fig. 31 – Horizontes e unidades litoestratigráficas identificadas nas campanhas de sondagens e comparação das resistências laterais unitárias estimadas e observadas.

Daqui se depreende que, para a resistência lateral unitária, parece haver uma boa semelhança das resistências obtidas pela norma DTU com as resistências “características” do ensaio de carga. Os resultados da metodologia britânica revelam-se um pouco desadequados. O método clássico apresenta valores muito próximos do ensaio e da DTU para a zona das aluviões, mas para as zonas mais profundas e determinantes para o dimensionamento os valores são manifestamente desajustados.

Sem detrimento de uma análise mais aprofundada destas considerações, pode-se expressar conclusivamente que os métodos disponíveis para a análise da capacidade de carga vertical nesta natureza de maciços terrosos traduzem uma grande dispersão de resultados. Facto que vem evidenciar o papel determinante que os ensaios de carga desempenham, aspecto que é bastante realçado pela pré-norma prEN 1997-1:2004. Muitas vezes, por factores económicos ou pela menor dimensão da obra, não é possível a realização de ensaios desta natureza. Nesse caso, métodos baseados nestes ensaios, como por exemplo a norma francesa DTU que apresenta uma grande variabilidade de casos, são relativamente fiáveis para esta natureza de maciços. A metodologia britânica, baseada em ensaios de compressão uniaxial não confinada, revela algum potencial para este tipo de terrenos margosos.

4.11 – Nova travessia do Tejo no Carregado - ponte e viaduto (BRISA)

A Construção da Travessia do Rio Tejo no Carregado, no Sublanço A1 / Benavente, da A10 – Auto-Estrada Bucelas / Carregado / IC3, ponte e viaduto, tem uma extensão global de cerca de 11km, sendo 800 m em água (rio) e 10.200m em terra. Esta empreitada constitui no momento o maior empreendimento público em curso em território nacional, estando a cargo do consórcio “TACE – Construção da Travessia Rodoviária do Tejo, ACE”, constituído pelas empresas MSF, Construtora do Tâmega, Lena Construções, BPC, Novopca e Zagope, tendo, como Projectista, a empresa COBA, SA. As fundações foram concebidas e estão a ser executadas em estacas de grande diâmetro (1500mm) – cerca de 1260 estacas – e com comprimentos até 56m. Por razões ambientais não se recorreu a lamas bentónicas, tendo as estacas sido executadas com recurso a tubo moldador metálico recuperado.

A caracterização dos maciços envolveu sondagens com SPT, ensaios com o piezocone (CPTU) e com o piezocone sísmico (SCPTu), ensaios de corte rotativo (Vane Test), ensaios sísmicos entre furos (vulgo Cross-Hole) e um significativo número de ensaios em laboratório (identificação, triaxiais, coluna ressonante, cíclicos de torção, cíclicos de torção, etc.). Tendo em vista a importância da obra e das fundações, em particular, foram programados e realizados uma série de ensaios de carga vertical estáticos (3 ensaios em zonas distintas) e dinâmicos (9 ensaios de carga dinâmicos verticais de compressão, sendo dispostos nas três zonas tipificadas pelos estáticos numa distribuição de 4, 2 e 3, respectivamente), para verificação do projecto e validação da solução de execução das estacas. Foram realizados ensaios com estacas de diâmetro igual ao projectado (1500mm) e com diâmetro reduzido (800mm), cumprindo os termos expressos no eurocódigo (Figura 32). Todas as estacas foram verificadas na sua integridade pela realização de ensaios de diagrfias sónicas. Estes ensaios foram preparados e conduzidos pelo consórcio construtor, sob supervisão de uma equipa do Instituto Superior Técnico, da Universidade de Lisboa, liderada pelo Prof. Jaime Santos e com a colaboração do Eng. Sérgio Paraíso, da empresa Brasileira Geomec, e do Eng. Gouveia Pereira.

A descrição dos ensaios e a interpretação dos resultados é feita em relatório específico (Santos et al., 2006), ilustrando-se na figura que se segue a montagem de um dos ensaios de carga estático e um dos dinâmicos.



Fig. 32 – Ensaios estáticos e dinâmicos em estacas na Nova Travessia do Tejo no Carregado.

4.12 – Edifícios altos e infra-estruturas em MACAU (acompanhamento do LECM)

Neste território de administração portuguesa durante 250 anos e que é agora de novo uma província chinesa, foram durante as últimas décadas do século passado feitos grandes empreendimentos de Obras Públicas e privadas, que conduziram a volumes ímpares de fundações, na sua grande maioria estacas de grande dimensão, em número e volume muito relevante.

Segundo Novais-Ferreira (2004), os grandes edifícios construídos em Macau nas zonas recuperadas ao mar, são geralmente fundados sobre estacas cravadas tipo PHC. O controlo de qualidade envolve diversos estudos e ensaios, incluindo, durante a execução: (a) ensaios estáticos (*Static Load Test – SLT*); (b) ensaios dinâmicos com ajustamento de sinal (*Dynamic load test with signal matching – DLT-SM*); (c) medição da nega (*final set on the piles – SET*).

Segundo aquele autor, muito raramente o ensaio estático (SLT), é levado até à “rotura” do solo, sendo em regra realizado por ciclos até duas vezes a carga admissível definindo o diagrama de assentamento da cabeça da estaca em função da carga aplicada. Segue-se a norma ASTM D1143. Embora este ensaio seja considerado preferencial, requer muito tempo e uma preparação cuidada e dispendiosa, pelo que o ensaio dinâmico com ajuste de sinal (DLT-SM) - que requer somente um equipamento de cravação e registo, e implica uma análise expedita – aparece como alternativa interessante. Os resultados permitem avaliar: a integridade da estaca; a resistência atrítica na interface estaca-solo em cada camada de solo; a resistência de ponta da estaca; naturalmente, a resistência geotécnica total da estaca; a curva de assentamento da estaca, com estimativa do assentamento total e do assentamento residual; e, a curva de carga ao longo da estaca. Este ensaio não é, porém, um ensaio directo, requer várias hipóteses para a interpretação dos resultados, sendo vantajosa a execução de ensaio(s) estático(s) simultâneo(s) em algumas estacas, para calibração local, tanto para o tipo de solo como para o processo de execução (Novais-Ferreira, 2004).

Por outro lado, a nega da cravação das estacas (“final set”) é verificada em todas elas, e a baixo custo, permite avaliar o comportamento daquela e uma estimativa de um valor da carga de rotura, usando uma equação de cravação (tipo equação de Hiley, por exemplo). Estas equações são muito criticáveis para cálculo, mas podem ser objecto de calibração.

Nesta perspectiva de congregação de ensaios, o autor descreveu um sistema de controlo implementado, envolvendo os três métodos:

- Diagrama de cravação com especial atenção aos valores finais e à nega (set);
- Ensaios DLT-SM em 3% das estacas;
- Ensaios de SLT em cerca de 33% das estacas ensaiadas por DLT-SM (1% do total das estacas).

Estes estudos são descritos por Novais-Ferreira (2004), em particular os realizados no Centro Cultural de Macau. Confirmando a grande dispersão dos resultados da nega, neste trabalho estabelecem-se as correlações entre os resultados dos ensaios estáticos de carga (SLT) e ensaio dinâmicos com ajustamento de sinal (DLT-SM), no que se refere à capacidade de carga e aos assentamentos. Discute-se a correlação entre as capacidades de carga estimadas pelo ensaio DLT-SM e pela fórmula de Hiley (DTu vs PTu). Apresentam-se três formas de ajustar a fórmula de Hiley às condições da obra, tendo presente que a dispersão de resultados será sempre grande. Sugere-se uma estratégia para ampliar o método de controlo de qualidade de estacas cravadas, e o conhecimento global da população estatística.

Uma das abordagens que tem sido adoptada em Macau, sob supervisão do Laboratório de Engenharia Civil, pela mão do mesmo autor, num vasto conjunto de empreendimentos que se vêm desenvolvendo naquele território (antes e depois da administração Portuguesa), consiste na avaliação da distribuição de cargas em profundidade a partir do registo do número de pancadas ao longo ao longo do processo de cravação. Assim mesmo, como descreve Novais Ferreira (2003), pelo registo do número de pancadas por metro de penetração, obtém-se uma curva com o número das pancadas por metro (n_i) a cada profundidade (d_i) (diagrama diferencial ou de densidade de cravação) – $n_i = f(d_i)$. O número n_i é correlacionável com a energia dispendida na cravação de (d_{i-1}) a (d_i) metros. A soma do número das pancadas por metro de penetração fornece uma curva de número acumulado de pancadas por metro até à profundidade (d_i), obtendo-se o diagrama cumulativo de cravação da estaca – $N_i = \sum n_i = F(d_i)$. O número N_i é correlacionável com a energia total gasta para a penetração desde 0 a d_i metros.

O ensaio destas estacas, por carga dinâmica com ajustamento de sinal (DLT-SM), permite ter uma ideia da tensão de atrito de cada camada e de ponta. Os resultados são apresentados normalmente indicando a tensão mobilizada no fuste, por camada, fsi e a carga de ponta Fb.

A avaliação da curva de cargas na estaca [$F_{ei} = f(d_i)$] é considerada por alguns autores (Axelsson e Hintze, 2000; Balech e Aoki, 2000) a partir da curva de F_{ei} vs n_i . Contudo, exemplos de aplicação usando resultados de ensaios de estacas, permitiram aconselhar o uso de N_i (Novais-Ferreira, 2003). Segundo o autor, pode ser considerada uma equação exponencial generalizada:

$$F_{ei} = \{F_i * [(F_b / F_i)]^{(N_i/N_i)b}\}$$

correspondendo os valores de F_{ei} e de N_i à mesma profundidade d_i .

O diagrama de densidade de cravação (n_i vs profundidade) define bem as várias camadas do maciço no local da estaca, mas é menos apropriado para correlação com a distribuição de carga em profundidades. O diagrama cumulativo de cravação (N_i vs profundidade) parece menos apropriado para calcular as diferenças geológicas entre solos locais atravessados por estacas cravadas, mas os valores de F_{ei} , calculados a partir de N_i (valores dos diagramas cumulativos, N_i versus a profundidade), ajustam bem aos valores medidos.

4.13 – Sobre a experiência em ensaios de estacas dinâmicos (dos dois campos experimentais IST- Pegões e FEUP-ISC'2 ao acervo da SOPECATE)

Neste parágrafo são apontados os dois únicos casos de investigação em Portugal – que conheço - com o cariz que os termos normativos – expostos nos parágrafos 3. - exigem para potenciar os ensaios de carga dinâmicos, como boa alternativa para os mais onerosos, mas imprescindíveis ensaios estáticos.

Únicos porque neles se cruzaram, em condições similares, ensaios dinâmicos, com medição de deformação e aceleração versus tempo, para avaliação da capacidade resistente de estacas para carregamento vertical, e ensaios estáticos em estacas do mesmo tipo, com o mesmo comprimento, mesma secção transversal e mesmas condições geotécnicas dos maciços (que foram bem caracterizadas).

Estes ensaios foram realizados nos campos experimentais descritos nos parágrafos 4.9, 4.1 e 4.11, respectivamente os relativos a:

- Campo Experimental de Santo Estêvão - Pegões (Gouveia Pereira, 2003 – Figura 24);
- Campo Experimental da FEUP (ISC'2) - International Prediction Event (Viana da Fonseca e Santos, 2006) – ver Figura 33;
- Nova Travessia do Tejo no Carregado - ponte e viaduto (Santos et al., 2006 – Figura 32).

Não podia deixar de citar o trabalho prático de duas empresas que já implementaram estes ensaios em obras da sua responsabilidade, a Teixeira Duarte, com a colaboração da empresa Geosolve, na empreitada da Auto-estrada A14, do Dono de Obra Brisa, e a Sopecate, a empresa que vem - em colaboração com a sua empresa associada, a Terratest - acumulando um bom acervo de casos de obra, de que recebi informação detalhada, por gentil informação da Sr. Eng^a Teresa Nogueira Simões, Directora da empresa Sopecate, dos seguintes casos (que constam de relatórios internos):

- Lisboa, Dez. 1996 – Parque das Nações-Expo-Lote 304 – Cliente: S.D.I; 6 ensaios sob estacas de secção quadrada de B= 270, 300 e 350mm em aluviões argilosas e base miocénica; caracterização: sondagens com SPT;
- Oeiras, Dez. 1996 - Centro Desportivo do Jamor, Cliente: Soares da Costa; 6 ensaios sob estacas de secção quadrada de B= 350mm em depósitos colúvio-aluvionares e base basáltica; caracterização: sondagens com SPT;
- V. R. Sto. António, Nov. 1996 a Fev. 1997 - Porto de Pesca – Cliente: Soares da Costa e Etermar; 11 ensaios sob estacas de secção quadrada de B = 300 e 350mm em areias e “sem base rija”; caracterização: sondagens com SPT;
- Castanheira, Jan. 1999 - Armazéns e Escritórios na Castanheira do Ribatejo – Cliente: Largiro; 3 ensaios sob estacas de secção quadrada de B = 235 e 300mm em aluviões argilosas e base jurássica; caracterização: sondagens com SPT;
- Póvoa de Sta Iria, Ago. a Out. 2000 - Fábrica Solvay; Cliente: ABB; 24 ensaios sob estacas de secção quadrada de B= 350mm em aluviões argilosas e base miocénica; caracterização: sondagens com SPT;
- Barcelos, Maio 2001- Estádio Municipal de Barcelos; Cliente: Soares da Costa; 6 ensaios sob estacas de secção quadrada de B= 270, 300 e 350mm em depósitos colúvio-aluvionares areno-siltosos e base em granitos decompostos; caracterização: sondagens com SPT.



Fig. 33 – Ensaio estático e dinâmico em estacas no Campo Experimental da FEUP (ISC'2).

O crescente interesse e relevância prática destes ensaios, em consonância com os ensaios estáticos – preferencialmente conduzidos com medição independente de transferência de carga ao fuste e base – realizados no mesmo ambiente, preconiza um futuro promissor, na tentativa de generalização do controlo das premissas do projecto e das condições de execução destas estruturas geotécnicas.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por tudo o que se expôs, compreende-se que os ensaios de carga sejam considerados elementos preferenciais e mesmo, parafraseando Xavier (1997), de excelência para reduzir as margens de incerteza. Sendo caros e morosos, os campos experimentais, sejam eles lançados com o exclusivo propósito de investigação, ou sejam decorrentes da possibilidade de obter resultados de qualidade, interpretação em correspondência, em obras de grande dimensão em que o Dono de Obra e o Empreiteiro (eventualmente assessorados por um consultor especialista e, ou, académico), são uma oportunidade única para solidificar e bem fundamentar aqueles métodos nas condições locais, regionais e nacionais. Estes campos constituirão bases para a construção de um “acervo paramétrico” que os engenheiros da prática de projecto e construção de estacas poderão usar com confiança.

Este trabalho não foi, infelizmente, exaustivo e, muito menos, sistemático no passado em Portugal, mas é hoje (e, mais uma vez, graças à entrada dos códigos europeus) retomado e acalentado (ainda que moderada e insuficientemente), podendo já aspirar-se para um futuro “científico” da engenharia de fundações em Portugal.

6 – AGRADECIMENTOS

Muito particulares às Direcções e Engenharia Geotécnica da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pelo convite para fazer este relato e confiança manifestada ao autor. Os agradecimentos gerais a tantas empresas, que se designaram ao longo do texto, que permitiram este trabalhos – primeiro pela seu excelente trabalho no apoio às várias iniciativas que se relataram e depois pelo fornecimento de muitos dados – e muito especiais às que permitiram a prossecução deste trabalho na FEUP (Mota-Engil, SA – Direcções de Fundações Especiais e de Geotecnia; Teixeira Duarte SA; Sopecate, SA e Tecnasol FGE, SA). Uma gratidão pessoal a todos os colegas que comigo colaboraram nesta recolha, dos quais me permitirei denominar o Prof. Jaime Santos, com quem nestes últimos anos venho trabalhando para o relevo destes trabalhos de generalização da investigação e prática de ensaios em estacas, excepcionais meios de dimensionamento; a Eng^a e Mestre Elisabete Costa Esteves, pela ajuda no arranque desta selecção, e a Eng^a Catarina Tuna, ambas pelos trabalhos de tese (esta última em finalização) que tão competentemente conduziram os trabalhos neste domínio no CEFEPUP-ISC’2. Este trabalho integra-se na actividade de investigação do CEC da FEUP, sub-centro de “Estacas em Solos Residuais”, unidade da Fundação para a Ciência e para a Tecnologia do MCES.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2005). *Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. BR 12131:2005*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo. Texto preliminar em <http://www.abms.com.br/novo/integra.aspx?id=74>

AGISCO (1995). *Pite tests results. New road Crossing of the Tagus in Lisboa*.

- ASTM D1143-81 (1994) – *Piles Under Static Axial Compressive Load. Standard Test Method*. Annual Book of ASTM Standards. Filadélfia. Vol. 04.08, pp. 96-106.
- Axelsson, G. e Hintze, S. (2000) – *Evaluation of pile set-up from penetration per blow* - Proceedings of the sixth conference – Applications of stress-wave theory to piles - São Paulo, Brasil, 11/13 September – A A Balkema, Rotterdam, Netherlands: 665/672.
- Baguelin, F. e Venon, J. P. (1971) – *Influence de la compressibilité des pieux sur la mobilisation des efforts résistants*, C. R. des Journées Nationales de Mécanique des Sols, Paris, Mai 1971, Bull. Liaison labo. P. Et. Ch., n° special, Juin 1972.
- Balech, J. e Aoki N (2000) – *Load transfer analysis from increasing energy dynamic load tests in concrete piles driven in very soft clay formation* - Proceedings of the sixth conference. “Applications of stress-wave theory to piles”. São Paulo, Brasil, 11/13 September. A A Balkema, Rotterdam, Netherlands; 241/248.
- Briaud, J.L e Tucker, L.M. (1988) – *Measured and predicted axial response of 98 piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(9): 984-1001.
- Bustamante, M. e Gianceselli, L. (1981) – *Prevision de la capacité portante des pieux isolés sous charge vertical, règles pressiométriques et pénétrométriques*, Bull. liaison Labo. P. et Ch., 113, Paris.
- Bustamante, M. e Gianceselli, L. (1983) – *Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique*. Bull. liaison Labo. P. et Ch., 127, Paris.
- Bustamante, M. e Gianceselli, L. (1996) – *Recommandations pour la préparation d'un essai de chargement statique de pieu instrumenté à l'aide d'un extensomètre LPC*. Méthode d'essai n° 45. Min. de L'eq. et du Logement, LCPC, Paris.
- Bustamante, M. e Frank, R. (1999) – *Current French design practice for axially loaded piles*. Ground Engineering.
- Bustamante, M., Jézéquel, J.-F. e Gianceselli, L. (1990) – *La mesure des déformations à l'aide de extensomètres amovible LPC*. Méthode d'essai LPC n° 34. LPC, n° 31. Min. de L'eq. et du Logement, Pub. LCPC, Paris.
- Câmara, I. (1997) – *Dimensionamento de estacas carregadas verticalmente com base em ensaios de carga*. Dissertação de Mestrado, FCT, UNL.
- Cambefort, H. (1964) – *Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux*. Annales de l'ITBTP, 204, Décembre, 1964.
- Costa Esteves, E. F. M. (2005) – *Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Verticais*. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Dez. FEUP.
- De Cock, F., Legrand, C. e Huybrechts, N. (2003) – *Axial Static Piles Load Test (ASPLT) in compression or in tension* – Recommendations from ERTC3-Piles, ISSMGE Subcommittee. *Proceedings of the XIII ECSMGE, Vanicek et al. (eds)*. CGTS, Praga. Vol. 3, pp. 717-741.
- Décourt, L. (1996) – *A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez*. SEFE III, Vol. I, pp. 215-224, São Paulo.
- CEN ENV 1997-1 (1994) – *Eurocódigo 7. Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais*. (EC7) Pré-norma europeia. 1995 PT. Comis, Europeia de Normalizações, Bruxelas.
- CEN prEN 1997-1 (2004) – *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules*. (EC7). Final Draft. Eur. Com. for Standardization (CEN), Brussels,

- Fellenius, B. H., Santos, J. A. e Viana da Fonseca, A. (2007) – *Analysis of piles in a residual soil – The ISC'2 prediction*. *Canadian Geotechnical Journal*. 44, pp. 201-220.
- Gaba, A.R.; Pickles, A.C. e Oliveira, R. (2004) – *Casa da Música do Porto: site characterisation*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization Vol.2 pp.1089-1096. Millpress Publication, Nth (Ed. P. Mayne & A. Viana da Fonseca).
- Gannon J.A., Masterton, G.G.T., Wallace, W.A. e Muirwood, D. (1999) – *Pile Foundations in Weak Rock*. Report 181. Ciria, London.
- Gomes Correia, A. (2002) – *Caracterização geotécnica para o projecto de estacas*. Curso de Projecto e Ensaio de Estacas sob Acções Estáticas e Dinâmicas, FUNDEC, DECivil, Instituto Superior Técnico.
- Gomes Correia, A., Santos, J. A., Gouveia Pereira, J. J. e Simões, T. N. (2006) – *Ensaio de carga dinâmico em estacas – um caso de estudo*. (Submetido à Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia).
- Gouveia Pereira, J. J. (2003) – *Avaliação da capacidade resistente de estacas através do ensaio de carga dinâmico*. Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para a obtenção do grau de Mestre.
- Gouveia Pereira, J.J., Santos, J. A., Gomes Correia, A. e Simões, T. N., (2004) – *Interpretação do ensaio de carga dinâmico em estacas através do ensaio de análises tipo CAPWAP*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, Abril 2004.
- Hurtado, J. (1984) – *Le nouveau DTU 13.2 : Fondations Profondes et ses applications en matière de calcul*. Annales de l'ITBTP, 429, Paris.
- ISSMFE (1985) – *Axial Pile Loading Test – Part 1: Static Loading. Suggested Method*. Subcommittee on Field and Laboratory Testing. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 8, N.º 2, pp. 79-90.
- LCPC (1989) – *Essai statique de pieu isolé sous charge axiale*. Méthode d'essai. LPC, nº 31. Min. de L'eq. et du Logement, LCPC, Paris.
- Lousada Soares (1992) – *Artes e Letras, na tradição da Gentes da Casa*. Ed. OPCA, Lisboa.
- Magro, J. e Veloso, J. (1987) – *Análise e previsão do comportamento de fundações profundas sob cargas axiais*. 2º Encontro Nacional de Geotecnia. Volume (56 pgs) anexo às actas da SPG, editado pela empresa Teixeira Duarte, Lda. Lisboa.
- Marques, M. A. L. (1997) – *Teoria e prática do pressiómetro autopercussor. Novos desenvolvimentos em solos rijos e rochas brandas*. Dissertação de Mestrado, FCT, UNL.
- Massad, F. (1992)– *Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas*, Considerando a Reversão do Atrito Lateral e a Carga Residual na Ponta. Boletim Técnico do Departamento e Engenharia de Estruturas e Fundações da EPUSP, N. BT-PEF 9202, de Fevereiro de 1992. Republicada na Revista Solos e Rochas, vol. 15, n. 2, Outubro de 1992.
- Massad, F. (2002) – *Novo Método para a interpretação de Provas de Carga Cíclicas Estáticas e Dinâmicas, em Estacas Verticais*. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,, 2002, S. Paulo.
- Massad, F. e Lazo G. (1998) – *Método Gráfico para Interpretar a Curva Carga-Recalque de Provas de Carga Verticais em Estacas Rígidas ou Curtas*. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, vol III:1407-1414, Brasília, Brasil.

- Matos Fernandes, M. (1996) – *Nova Ponte sobre o rio Tejo em Santarém. Memória descritiva do projecto de fundações.*
- Matos Fernandes, M. (1997) – *Nova Ponte sobre o rio Tejo em Santarém. Nota técnica interpretativa dos ensaios de carga vertical das estacas.*
- Muir Wood, D. (2004) – *Geotechnical Modelling. Applied Geotechnics Series.* Taylor & Francis, Inc. London. 488pp
- Novais-Ferreira, H. (2003) – *Estimation of applied loads on a driven pile at different depths.* EPMESC IX, University of Macau, Macau, paper No 257.
- Novais-Ferreira, H. (2004) – *Correlação entre resultados de ensaios de estacas cravadas, SLT, DLT/SM e nega.* Geotecnia – nº 100, nº especial. SPG, Lisboa.
- Oliveira, R. (1997) – *Estudos geológicos e geotécnicos para o Projecto da Ponte Vasco da Gama, em Lisboa.* Conferência Especial no 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, que contou com a colaboração de Seco e Pinto, P.; Rebelo, V. e Rodrigues, V. Actas do Congresso, Volume 3, pp. 1467 – 1500. SPT / IST, Lisboa.
- Poulos, H. G. e Davis, E. H. (1980) – *Pile foundation analysis and design.* John Wiley and Sons.
- Proença, J. M., Gomes Correia, A., Branco, F. e Ferreira, J. (1995) – *Ensaio de Carga Vertical em Estaca do Oceanário na EXPO'98.* Relatório CMEST, EP 3/95.
- Proença, J. M., Gomes Correia, A., Branco, F. e Santos, J. (1997) – *Ensaio de Carga em Estacas do Oceanário na EXPO'98.* Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol.2, pp. 675-684, IST e SPG, Lisboa.
- Santos J. (2005) – *Relatório do Ensaio de Carga numa Estaca Experimental no âmbito do Projecto de Modernização da Linha do Norte, Viaduto de Santana do Cartaxo.* ICIST, IST.
- Santos, J. A. e Gouveia Pereira, J. J. (2002) – *Dimensionamento de estacas sob acções verticais estáticas.* Curso de Projecto e Ensaio de Estacas sob Acções Estáticas e Dinâmicas, FUNDEC, DECivil, Instituto Superior Técnico.
- Santos, J. A., Leal Duarte, R. J., Viana da Fonseca, A. e Costa Esteves, E. F. M. da. (2005) – *ISC'2 experimental site – prediction & performance of instrumented axially loaded piles.* Proc. XVIth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka. Sept., Millpress Pub., Nth, Vol. 4, pp.2171-2174.
- Santos, J. A., Viana da Fonseca, A. e Costa Esteves, E. F. M. (2006) – *Campo Experimental do ISC'2 – previsão e desempenho de estacas instrumentadas solicitadas axialmente.* Artigo submetido em Março à revista “Geotecnia”, SPG, Lisboa.
- Sêco e Pinto, P.; Oliveira, R. (1998) – *A recent difficult foundation problem: The case of the New Tagus Bridge.* Special Lecture 3 of the Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Luis, Missouri (USA), Ed. Univ. Missouri.
- Sousa Coutinho, A. G. (1995) – *Comportamento de estacas verticais carregadas lateralmente à super-fície do terreno.* Dissertação de Doutoramento, IST, UTL, LNEC, Lisboa.
- Sousa Coutinho, A. (2006) – *Dimensionamento de estacas com base em ensaios de carga estáticos.* Lição síntese das Provas de Agregação na FEUP. Porto
- Sousa Coutinho, A. G., Toco Emílio, F., Almeida Garrett, J. L. e Câmara, I. (1997) – *Ensaio de carga vertical em estacas da fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO'98.* Relatório Final. Relatório 95/97, LNEC, Lisboa.

- Sousa Coutinho, A. G. F., Toco Emílio, F., Almeida Garrett, J. L. e Câmara, I. (2000). *Ensaio de Carga Vertical em Estacas de Fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO'98*. Actas do 7º Cong. Nacional de Geotecnia, Vol.1, pp. 665-674, FEUP, Porto, e SPG, Lisboa.
- Tejoprojecto (1993a) – *New Tagus Crossing*. Complementary Geotechnical Program. GATEL, Lisboa.
- Tejoprojecto (1993b) – *Estudo experimental de estacas. Novas Travessias Rodoviárias sobre o Tejo em Lisboa*, GATEL, Lisboa.
- Tejoprojecto (1995) – *Nova Travessia Rodoviária sobre o Tejo em Lisboa*. Relatórios Geotécnicos Finais. 5 conjuntos de volumes.
- Tuna de Sousa, C. (2006) – *Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo residual do Granito sob Acções Horizontais*. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Abril. FEUP.
- Viana da Fonseca, A. (1996) – *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios de dimensionamento de fundações directas*. Dissertação apresentada na Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A. (2003) – *Characterizing and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto*. “Characterization and Engineering Properties of Natural Soils”. Tan et al. (Eds.), pp.1341-1378. Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Viana da Fonseca, A. e Santos, J. (2006) – *International Prediction Event on the Behaviour of Bored, CFA and Driven Piles in CEFEUP/ISC'2 experimental site – 2003*. General Report. Em finalização para Edições FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A., Matos Fernandes, M., Cardoso, A. S. e Martins, J. B. (1994) – *Portuguese experience on geotechnical characterisation of residual soils from granite*. Proc. 13th Int. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, New Delhi. Vol. 1, 377-380. Rotterdam: Balkema.
- Viana da Fonseca, A., Matos Fernandes, M. e Cardoso, A. S. (1997) – *Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite*. Géotechnique, Vol. 47, 3: 633-651.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Tuna, C.; Costa, E. e Santos, J. (2004a) – *Geotechnical characterization of a residual soil profile: ISC'2 experimental site*. “Geotechnical & Geophysical Site Characterization”. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne (Eds.). Vol. 2, 1361-1369. Millpress, Rotterdam.
- Viana da Fonseca, A., Costa Esteves, E. e Santos, J. A. (2004b) – *Ensaio de carga verticais em estacas executadas em solos residual do granito*. SEFE V – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. S. Paulo, 22-24 de Novembro. Vol. 2, pp. 57-68. ABEF/ABMS. Brasil.
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J. A., Almeida, F., Pereira, E., Feliciano, J., Grade, J. e Oliveira, A. (2006a) – *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques*. Geotechnical & Geological Engineering, Kluwer-Springer (em impressão).
- Viana da Fonseca, A., Costa Esteves, E. e Ferreira, C. (2006b) – *Classificações de solos residuais do granito do Porto com base em ensaios SPT, CPT(U), DMT e CH: novas tendências*. Actas do 10º Cong. Nacional de Geotecnia, Vol.1, pp. 187-196, SPG, Lisboa.
- Viana da Fonseca, A., Santos, J. A., Costa Esteves, E., Massad, F. (2007) – *Analysis of piles in residual soil from granite considering residual loads*. Vol. 30, nº 1, pp. 63-80. São Paulo.

- Viaponte (2003). Memória Descritiva e Justificativa – Obra de Arte, Documento nº PE27.5 MDa 0, vol.10 Viaduto de Santana do Cartaxo, *Projecto de Modernização da Linha do Norte – REFER – Sub-troço 1.4: Azambuja (excl.) – Vale de Santarém (incl.)*.
- Xavier, B. da R. (1977) – *Dimensionamento de estacas com base em ensaios de campo*. Eurocódigo 7. Projecto Geotécnico. Actas da Ses. Com. Dos 25 anos da SPG, pp. II.69-II.91. LNEC, Lisboa.

RELATO DA EXPERIÊNCIA PORTUGUESA EM ENSAIOS DE CARGA EM ESTACAS. PARTE II: ACCÇÕES HORIZONTAIS

Report on the Portuguese experience on pile load tests. Part II:
lateral loading

Jaime A. Santos*

RESUMO – Este relato descreve os trabalhos de investigação desenvolvidos em Portugal nas duas últimas décadas acerca do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas no topo. Apresenta-se uma breve descrição dos campos experimentais associados aos estudos de investigação, descrevem-se os métodos de interpretação dos resultados dos ensaios e discutem-se os métodos de modelação numérica. Apresenta-se, no final, uma síntese dos ensinamentos recolhidos e os avanços atingidos no conhecimento científico sobre este tema.

SYNOPSIS – This state-of-the-art report describes the research work developed over the past two decades in Portugal on the behaviour of piles under lateral static loading. It contains the description of the research experimental sites and the methods of interpretation of load tests including the discussion on the methods of numerical modelling. The report concludes with a summary of the lessons learned and the scientific knowledge advances achieved on this theme.

PALAVRAS CHAVE – Estacas, Acções horizontais, Instrumentação, Campos experimentais.

1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com a generalização do uso de estacas como elemento de fundação, surgiu a necessidade de desenvolver estudos quer experimentais, quer teóricos para uma melhor compreensão dos fenómenos de interacção solo-estaca.

A análise da resposta de estacas sob acções horizontais constitui um dos problemas clássicos da engenharia de fundações que tem despertado o interesse de muitos investigadores.

Nos primeiros estudos experimentais realizados sobre estacas, o que estava em causa não era tanto a avaliação pormenorizada do comportamento das estacas, mas sim uma apreciação global do seu funcionamento. Os ensaios de carga eram realizados para fins de verificação em obra da adequabilidade da solução e de permitir um certo controlo de qualidade de execução.

Estes estudos experimentais fomentaram o desenvolvimento de novas teorias para análise do comportamento de estacas sob acções horizontais. É de citar os trabalhos pioneiros desenvolvidos nos anos 70 e 80 sobre a capacidade resistente última (Broms, 1964a e 1964b), a aplicação do méto-

* Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal E-mail: jaime@civil.ist.utl.pt

do das equações integrais (Poulos, 1971a e 1971b e Banerjee e Davies, 1978) e o desenvolvimento do método das curvas de transferência 'p-y' (Matlock, 1970; Reese et al., 1974; Reese e Welch, 1975 e Sullivan et al., 1980). A partir dos anos 90, o desenvolvimento expressivo dos meios computacionais, veio tornar possível a aplicação de formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos, permitindo estudar o problema com toda a generalidade (Randolph, 1981; Brown e Shie, 1990; Trochanis et al., 1991 e Santos, 1999).

Com o aperfeiçoamento dos métodos de análise, os ensaios de carga viriam a ser utilizados também para deduzir parâmetros de cálculo do projecto com vista à optimização da solução de fundações, trazendo assim economia para a obra.

Em Portugal, este tema tem despertado algumas atenções desde o início dos anos 70. Folque e Castro (1961) analisaram a resposta de uma sapata executada sobre um grupo de 18 estacas com 1.0m de diâmetro e cerca de 55m de comprimento, correspondente ao viaduto de Sacavém. A sapata foi cortada a meio para permitir a introdução de um macaco e aplicação de forças horizontais. O ensaio consistiu na medição das forças e dos deslocamentos relativos das duas semi-sapatas (por meio de deflectómetros) e os deslocamentos absolutos (através de teodolito).

Outro caso de estudo, interessante de referir, é o da Marina de Vilamoura – 1973. Para justificar o dimensionamento das estacas para fixação dos cais e amarração das embarcações foi realizado um estudo experimental sobre uma estaca metálica (caixotão Larssen LP IVS) com cerca de 20m de comprimento total e 12m de encastramento no terreno de fundação. O ensaio de carga foi realizado pelas Construções Técnicas baseando-se num sistema de instrumentação bastante simples. A carga horizontal era transmitida através de um perfil metálico INP30 solidarizado numa das extremidades à estaca de ensaio (Figura 1a) e na outra a um sistema de cabos com um dinamómetro intercalado em série (Figura 1b). Este conjunto era traccionado por uma máquina posicionada na margem (Figura 1c). Durante o ensaio mediram-se também os deslocamentos horizontais do perfil metálico através de uma simples fita métrica (Figura 1a).



Fig. 1 – Ensaio de carga na Marina de Vilamoura em 1973.

Em Portugal, este tema começou a ser objecto de um tratamento mais rigoroso e sistemático, a partir de uma oportunidade de estudo, em que o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) foi solicitado a intervir para a realização de estudos experimentais quer de apoio ao projecto, quer de verificação das condições de funcionamento em obra, sobre as estacas de fundação de três pontes: a ponte sobre o rio Arade – 1988, a ponte sobre o rio Guadiana – 1985 e 1988/89 e a ponte sobre o rio Sado – 1990.

O plano de investigação apresentado por Guedes de Melo (1987) viria a ser o elemento impulsionador dos estudos experimentais e teóricos subsequentes, desenvolvidos quer no LNEC (Portugal, 1992 e Sousa Coutinho, 1995) quer nas universidades portuguesas (Santos, 1993; Varatojo, 1995; Santos, 1999 e Tuna, 2006).

Os estudos mostraram claramente a importância dos ensaios de carga, visto que os métodos de previsão fornecem soluções meramente aproximadas da realidade. Aliás esta questão é bem enfatizada no Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico, que explicita claramente a importância dos ensaios de carga no dimensionamento de estacas quer sob acções verticais, quer sob acções horizontais.

Seguindo exactamente esta linha de orientação, os ensaios de carga têm sido exigidos e realizados em obras de maior envergadura em Portugal.

Para além dos casos já referidos, citam-se, por ordem cronológica, os estudos seguintes:

- i. Oceanário de Lisboa – 1995 (Santos, 1999);
- ii. Ponte Vasco da Gama sobre o rio Tejo – 1995 (Sêco e Pinto e Oliveira, 1998);
- iii. Central termoeléctrica do Ribatejo – 2002 (Tecnasol-FGE, 2005);
- iv. Campo experimental da FEUP inserido no âmbito da conferência ISC'2 – 2003 (Tuna, 2006);
- v. IP6 – lanço Peniche/IC1, ligação à A8 – 2005 (Tecnasol-FGE, 2005);
- vi. Nova travessia do Tejo no Carregado – 2005 (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

Apresenta-se, no capítulo seguinte, uma descrição mais detalhada dos campos experimentais que estão associados aos trabalhos de investigação que foram desenvolvidos nas duas últimas décadas.

2 – CAMPOS EXPERIMENTAIS

2.1 – Ponte sobre o rio Guadiana

2.1.1 – Descrição geral

A ponte internacional sobre o rio Guadiana estabelece a ligação entre Vila Real de Santo António e Ayamonte. É uma ponte suspensa com tirantes, de 660m de comprimento, com um vão central de 324m, dois vãos laterais de 135m e dois vãos curtos de 36m junto aos encontros. Foi uma obra da Junta Autónoma das Estradas, cujos trabalhos tiveram a participação da empresa Teixeira Duarte.

As fundações da ponte atravessam uma espessa formação aluvionar (Figura 2), constituída por alternâncias de camadas lodosas e arenosas sobrejacentes ao substrato rochoso formado por xistos e grauvaques do Carbónico. As desfavoráveis condições geotécnicas levaram os projectistas a adoptar uma solução de fundação por estacas.

Na fase de estudos de projecto foi executada uma campanha de prospecção geotécnica com o objectivo de caracterizar com maior rigor as formações aluvionares tendo sido realizados ensaios geofísicos e ensaios de caracterização mecânica tipo SPT, CPT, ensaios com pressiómetro autoperfurador e corte rotativo.

Ainda na fase de estudos de projecto foi executado um ensaio de carga de uma estaca experimental com 800mm de diâmetro, num local próximo da torre da margem direita. A armadura era constituída por 6 ϕ 20+6 ϕ 16.

O sistema de carga incluiu uma segunda estaca, a 2,40m da outra (distância entre eixos) e uma estrutura metálica que se apoiava nas duas estacas. A força horizontal era aplicada por um macaco hidráulico que traccionava os cabos que atravessavam as estacas (Figura 3).

As rotações foram medidas com um inclinómetro operando dentro de um tubo metálico embebido no betão da estaca. Os deslocamentos horizontais foram calculados, por integração das variações angulares medidas ao longo do alinhamento.

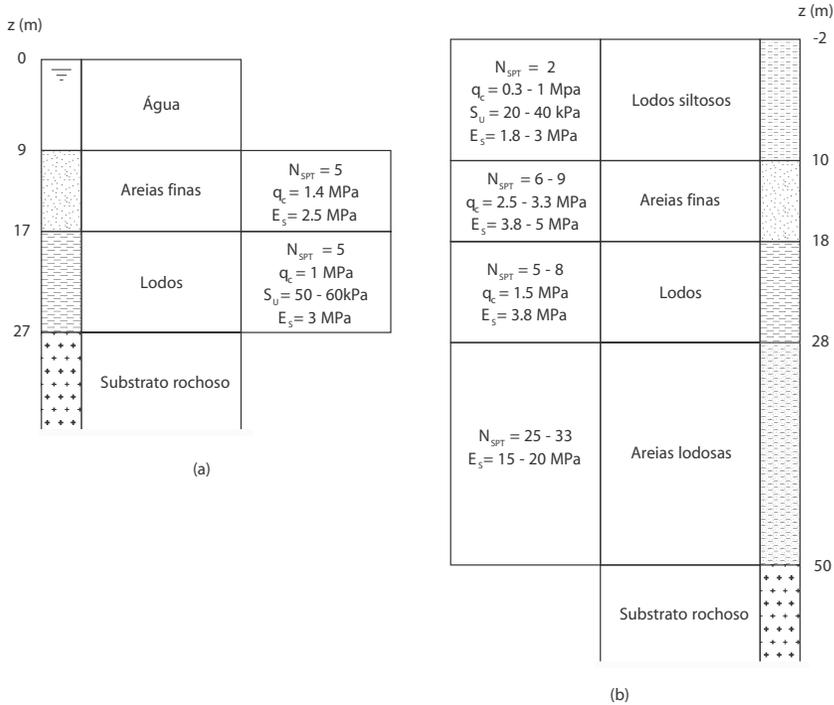


Fig. 2 – Ponte sobre o rio Guadiana. Perfis geológico-geotécnicos interpretativos dos locais das fundações das torres. a) do rio ; b) da margem direita (Guedes de Melo, 1987).

Os deslocamentos da cabeça da estaca foram também medidos através de métodos topográficos (Sêco e Pinto e Sousa Coutinho, 1991 e Sousa Coutinho, 1995).

Fez-se ainda uma tentativa para medir extensões por meio de extensómetros eléctricos colados directamente em 2 varões da armadura (Figura 4). Estes varões, cada um com 20 extensómetros afastados de 1m, foram instalados na estaca em posições diametralmente opostas e no plano das forças actuantes.

Os resultados obtidos com os extensómetros eléctricos não foram satisfatórios, o que impediu qualquer interpretação (Guedes de Melo e Esteves Ferreira, 1990). Em face desta experiência, houve a necessidade de alterar o sistema de medição das extensões nas estacas.

Na fase de construção da obra foram realizados 3 ensaios, qualquer deles sobre estacas de serviço. Utilizou-se um novo sistema de medição das extensões nas estacas que será descrito no ponto seguinte.

O primeiro ensaio foi realizado na torre da margem direita e consistiu em provocar a divergência entre as estacas 32 e 33 do maciço Sul, conforme mostra a Figura 5. O segundo consistiu em provocar a convergência dos maciços de fundação da torre da margem direita, onde foram instrumentadas 8 estacas. O terceiro ensaio consistiu em provocar a divergência entre as estacas 47 e 48 do maciço Norte na torre do rio.

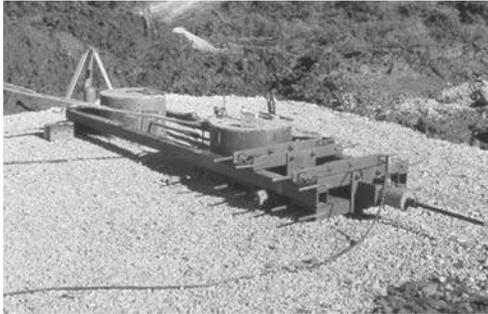


Fig. 3 – Ponte sobre o rio Guadiana: ensaio de carga em duas estacas experimentais.

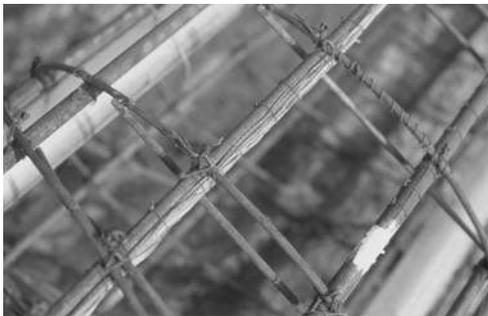


Fig. 4 – Pormenor de um extensómetro eléctrico colado directamente na armadura.

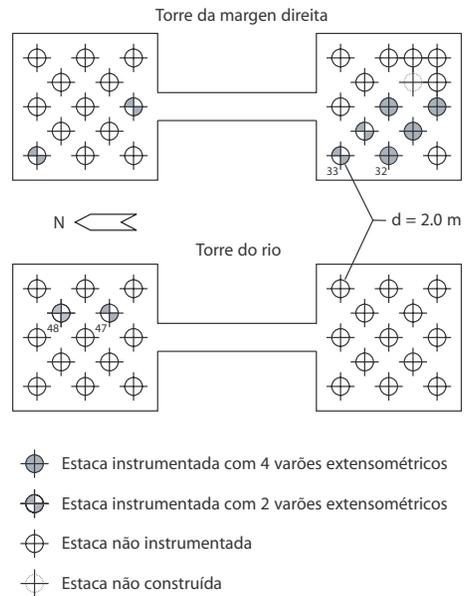


Fig. 5 – Ponte sobre o rio Guadiana. Fundações das torres (Guedes de Melo, 1987 e Sousa Coutinho, 1995).

2.2 – Ponte sobre o rio Arade

2.2.1 – Descrição geral

A ponte sobre o rio Arade e respectivos viadutos de acesso atravessam os vales da ribeira de Boina e do rio Arade a cerca de 1 km a Norte de Portimão na costa Sul Algarvia. Foi uma obra da Junta Autónoma das Estradas, cujos trabalhos tiveram a participação das empresas Conduril e Construções Técnicas.

As obras de arte atravessam um vale fóssil, escavado em formações calcárias Jurássicas e basálticas. O enchimento aluvionar é caracterizado por uma alternância, mais ou menos errática de camadas lodosas e arenosas, ocorrendo na sua base, as cascalheiras. A Figura 6 ilustra as condições geológico-geotécnicas do local de ensaio. A caracterização das formações aluvionares foi feita através da realização de ensaios SPT, CPT, corte rotativo, ensaios com pressiómetro autoperfurador e ensaios geofísicos. Foram ainda realizados alguns ensaios laboratoriais correntes (análises granu-

lométricas, limites de consistência e ensaios de consolidação unidimensional). Tal como no caso da ponte sobre o rio Guadiana, as formações aluvionares exibem características mecânicas muito desfavoráveis o que obrigou o recurso a fundações indirectas por estacas com comprimentos entre 30 e 45m.

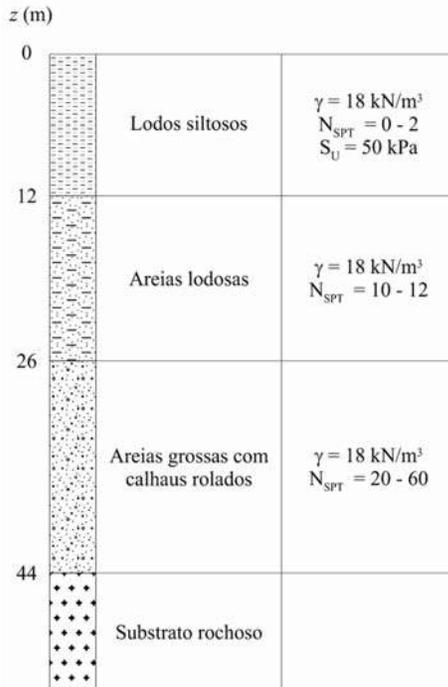


Fig. 6 – Ponte sobre o rio Arade: perfil geológico-geotécnico interpretativo do local de ensaio (Portugal, 1992 e Sousa Coutinho, 1995).

Foram realizados 2 ensaios de carga: o primeiro em estacas experimentais e o segundo em estacas de serviço.

Para a realização do primeiro ensaio foram construídas 3 estacas experimentais de betão armado com diâmetro de 1,10m e cerca de 44m de comprimento. Duas delas, distanciadas de 3 diâmetros entre eixos, estavam solidarizadas no topo por um maciço rígido, enquanto que a terceira, estava a uma distância de 9 diâmetros, foi mantida com a cabeça livre, conforme mostra a Figura 7. O ensaio consistiu em provocar a divergência entre a estaca isolada e o maciço de duas estacas.

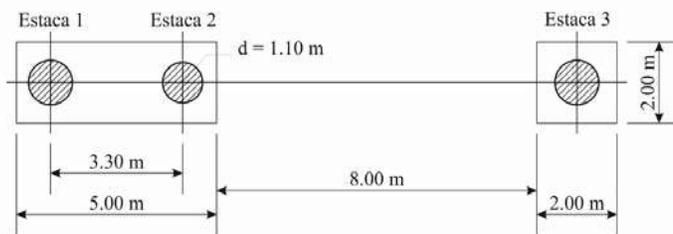


Fig. 7 – Ensaio de carga em estacas experimentais (Portugal, 1992; Sousa Coutinho, 1995).

As estacas foram executadas com um betão da classe C25/30 e as armaduras eram constituídas por varões longitudinais $12\phi 25$ e cintas helicoidais duplas de $\phi 8/0.30$ em aço A400 (Sêco e Pinto et al., 1989).

O segundo ensaio consistiu em provocar a convergência dos maciços de fundação da torre da margem direita, tendo sido instrumentadas 8 estacas do maciço de montante (Figura 8).

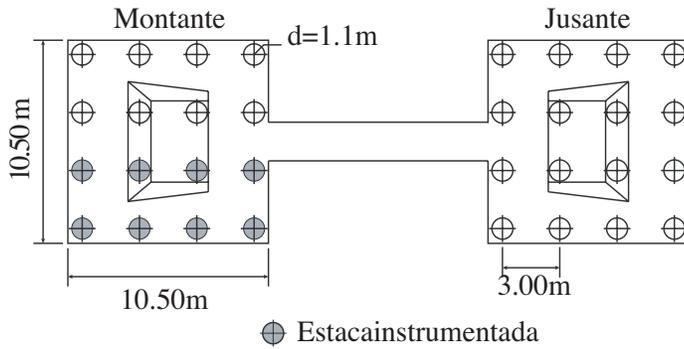


Fig. 8 – Ponte sobre o rio Arade: Grupo de estacas (Sousa Coutinho, 1995).

2.2.2 – Instrumentação

A instrumentação das estacas foi concebida e planeada tendo em conta os objectivos a atingir e a experiência adquirida no ensaio preliminar da ponte sobre o rio Guadiana.

Mediram-se deslocamentos e rotações, quer ao nível da cabeça das estacas, quer ao longo do fuste das estacas e ainda as extensões para possibilitar o cálculo dos esforços nas estacas. Atendendo a que os esforços diminuem rapidamente em profundidade, os dispositivos de medição foram restringidos aos primeiros 20 m.

Para a medição ou cálculo por via indirecta das grandezas referidas foram utilizados vários tipos de equipamentos, apresentando-se no Quadro 1 a respectiva correspondência.

Quadro 1 – Equipamentos de medição

Grandeza a medir ou a estimar por via indirecta	Equipamento de medição
Deslocamento horizontal da cabeça das estacas	1) Métodos topográficos - teodolito electrónico; distanciómetro (Figura 9) 2) Transdutores lineares
Rotação da cabeça das estacas	Clinómetro de bolha de ar (Figura 10)
Deslocamentos horizontais ao longo do fuste	1) Inclínómetro 2) Extensómetros
Rotações ao longo do fuste das estacas	1) Inclínómetro 2) Extensómetros
Esforços nas estacas	Extensómetros

Conforme atrás referido, a experiência recolhida no ensaio de carga preliminar no local da então futura ponte sobre o rio Guadiana mostrou que os resultados dos extensómetros eléctricos colados directamente sobre as armaduras não eram fiáveis, devido provavelmente à falta de protecção eficiente dos extensómetros e dos fios condutores.

Deste modo, foi desenvolvido no LNEC um novo sistema extensométrico para medição das extensões ao longo do fuste das estacas. O sistema baseia-se na utilização de extensómetros eléctricos colados em elementos tubulares de pequeno comprimento, designados por células extensométricas. A ligação mecânica entre as células é assegurada por meio de alongas cujo comprimento correspondia à distância pretendida entre os pontos de medida (Figuras 11 e 12). O conjunto montado de células e alongas constitui o chamado varão extensométrico.



Fig. 9 – Reflectores para leituras: (1) do teodolito; (2) do distanciómetro (Sousa Coutinho, 1995).



Fig. 10 – Pormenor do clinómetro (Sousa Coutinho, 1995).

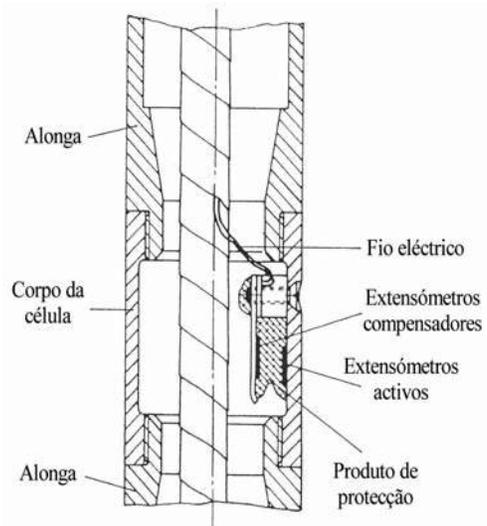


Fig. 11 – Esquema do sistema extensométrico (Tavares Cardoso et al., 1989; Sousa Coutinho, 1995 e Sousa Coutinho et al., 2000).



Fig. 12 – Pormenor de um varão extensométrico (Sousa Coutinho, 1995).

Este sistema foi aplicado com sucesso nos ensaios de carga das estacas das pontes do rio Arade – 1988, do rio Guadiana – 1988/89 e do rio Sado – 1990.

A sua instalação, requer contudo, a utilização de guias de médio e grande porte para a elevação do sistema de instrumentação. A Figura 13 mostra o levantamento da treliça espacial, onde estavam instalados e amarrados os varões extensométricos e os tubos de inclinómetro.



Fig. 13 – Levantamento da treliça de amarração dos varões extensométricos e tubos de inclinómetro (Sousa Coutinho, 1995).

2.3 – Ponte sobre o rio Sado em Alcácer do Sal

2.3.1 – Descrição geral

A ponte de Alcácer do Sal e seus viadutos de acesso desenvolvem-se na baixa aluvionar do rio Sado com uma extensão total de cerca de 1200m. Foi uma obra da Junta Autónoma das Estradas, cujos trabalhos tiveram a participação da empresa Construções Técnicas.

Os trabalhos de reconhecimento revelaram a presença de um vale fóssil com cerca de 40m de profundidade máxima, escavado nas formações de Alcácer do Sal e da Marateca, pertencentes ao Miocénico médio e superior (Reis et al., 1989).

O enchimento aluvionar é constituído fundamentalmente por areias médias e grossas mais ou menos lodosas, seixos e calhaus rolados, intercalados com camadas espessas de lodos argilosos e silto-argilosos.

Dos trabalhos de reconhecimento e prospecção realizados foram estabelecidos os perfis geológico-geotécnicos interpretativos para os locais dos ensaios, conforme mostra a Figura 14.

Em face das características desfavoráveis do terreno de fundação foi adoptada a solução de fundação por estacas de betão armado, moldadas *in situ*, com 1,0m e 1,2m de diâmetro para os viadutos de acesso e a ponte, respectivamente.

No projecto foi prevista a realização de ensaios de carga em estacas experimentais, com as mesmas características às executadas depois em obra. Estes ensaios tinham por objectivo, por um lado, verificar a adequação da solução adoptada face às exigências de funcionalidade da ponte e por outro, validar o processo construtivo.

Realizaram-se no total dois ensaios de carga para avaliar separadamente o comportamento das estacas dos viadutos e da ponte.

A Figura 15 apresenta as características geométricas e a disposição das estacas ensaiadas.

O primeiro ensaio foi executado junto do pilar P13 do viaduto tendo para tal, sido construídas três estacas com 1.0m de diâmetro e cerca de 24m de comprimento. Duas das estacas (estacas 2 e 3) foram solidarizadas no topo por um maciço de betão armado com uma elevada rigidez e tinham um afastamento entre eixos de 3,0m. A terceira estaca foi executada segundo o mesmo alinhamento das outras duas a uma distância de cerca de 8,0m e a sua cabeça foi mantida livre. O ensaio foi realizado forçando o afastamento entre o conjunto das duas estacas (estacas 2 e 3) e a estaca isolada (estaca 1). A linha de acção das forças aplicadas estava a uma altura de 0,10m e de 0,12m, acima da cota de soleira da estaca isolada e do conjunto das duas estacas, respectivamente.

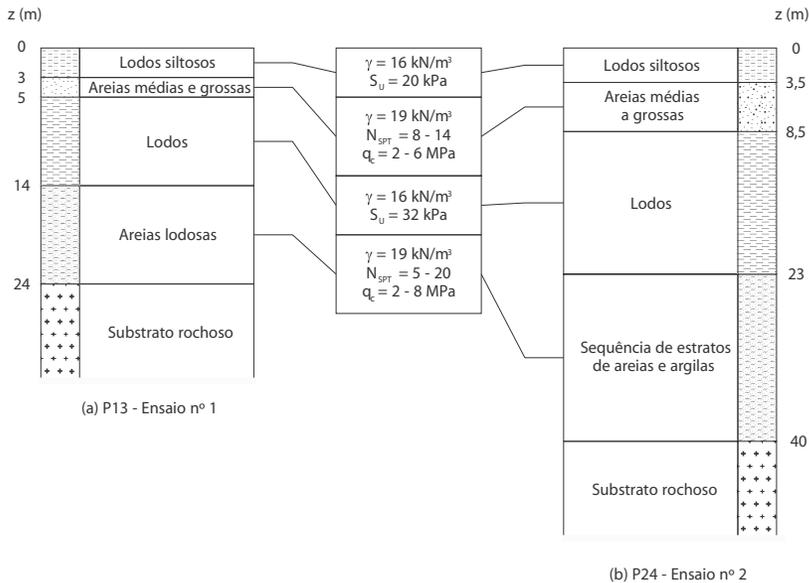


Fig. 14 – Ponte sobre o rio Sado. Perfis geológico-geotécnicos interpretativos para os locais dos ensaios de carga (Portugal, 1992; Santos, 1993 e Sousa Coutinho, 1995).

Para o segundo ensaio foram executadas duas estacas com 1,2m de diâmetro e cerca de 40m de comprimento junto do pilar P24 da ponte. As cabeças das duas estacas foram mantidas livres e o ensaio consistiu em provocar a divergência das estacas. O espaçamento entre estacas era superior a 8,0m e a linha de acção das forças aplicadas situava-se, respectivamente, a 0,20m e 0,16m relativamente à cota de soleira das estacas 4 e 5.

A preparação da base dos maciços foi feita cuidadosamente de modo a evitar o contacto dos maciços com o terreno.

O plano de cargas foi estabelecido com base em ciclos de carga e descarga, de amplitude crescente, com escalões intermédios entre o zero e o pico de cada ciclo.

As estacas de ensaio foram instrumentadas de forma análoga à anteriormente descrita para o caso dos ensaios da ponte sobre o rio Arade.

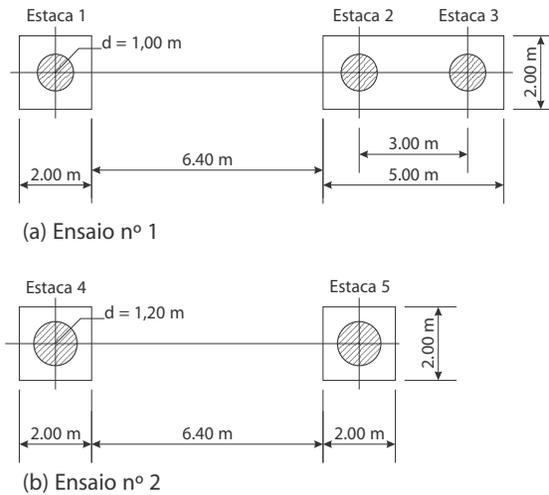


Fig. 15 – Ponte sobre o rio Sado. Características geométricas e disposição das estacas (Portugal, 1992; Santos, 1993 e Sousa Coutinho, 1995).

2.3.2 – Características mecânicas das estacas

As estacas ensaiadas eram constituídas por betão da classe C25/30. O controlo de qualidade do betão de enchimento foi feito através de ensaios à compressão simples aos 28 dias.

O Quadro 2 resume as principais características das estacas ensaiadas.

Quadro 2 – Características das estacas

Estaca	Diâmetro (m)	Módulo de elasticidade (GPa)		Armaduras longitudinais
		Betão	Aço	
1	1.00	29.0	200	30φ20
2	1.00	29.5	200	30φ20
3	1.00	29.5	200	30φ20
4	1.20	31.5	200	35φ25
5	1.20	30.5	200	35φ25

Analisou-se ainda a resposta não linear à flexão das estacas de betão armado, recorrendo ao método preconizado pelas normas ACI, 1989; Santos, 1993).

Apresenta-se na Figura 16 a variação do momento de inércia (“efectivo”) em função do momento flector aplicado, para as diferentes estacas. Como as características das estacas 1, 2 e 3 são praticamente idênticas, admitiu-se a mesma lei de variação do momento de inércia para todas elas, acontecendo o mesmo para as estacas 4 e 5.

2.4 – Oceanário de Lisboa

2.4.1 – Descrição geral

O local do ensaio situou-se na zona de implantação do Oceanário no parque da EXPO'98 em Lisboa. As estacas ensaiadas eram estacas definitivas.

Para reconhecer o terreno de fundação do Oceanário foi realizada uma campanha de prospecção que consistiu na realização de 8 sondagens à percussão e de ensaios *in situ* e em laboratório. No local foram efectuados ensaios SPT, CPT, ensaios *cross-hole* e ensaios de corte rotativo. Em laboratório, realizaram-se ensaios de identificação (granulometrias, limites de consistência, densidade das partículas sólidas), ensaios de consolidação em edómetro, ensaios para determinação do teor em água e ensaios para determinação do teor em sulfatos.

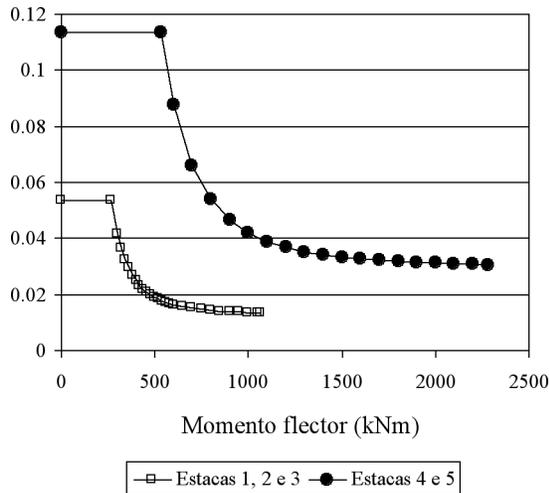


Fig. 16 – Momento de inércia em função do momento flector aplicado (Santos, 1993).

O terreno de fundação é constituído por uma camada superficial recente formada por aluviões, sobrejacentes à formação Miocénica constituída por uma alternância de argilas siltosas e de calcários coníferos. O nível freático encontrava-se muito próximo da superfície do terreno.

Devido às precárias características mecânicas da camada superficial foi decidido pelo consórcio do empreendimento, a substituição parcial desta camada por um aterro de areia cujas condições de execução foram estabelecidas por forma a garantir a segurança à liquefacção, face às acções sísmicas (Gomes Correia et al., 1994). O trabalho incluiu o estudo em laboratório das propriedades dinâmicas da areia aplicada no aterro, que se descreve em pormenor a seguir.

Para a determinação das características dinâmicas da areia, nomeadamente, o módulo de distorção G e o coeficiente de amortecimento histerético x foram realizados ensaios de coluna ressonante, recorrendo ao equipamento do Laboratório de Geotecnia do Instituto Superior Técnico (IST).

Além disso, efectuaram-se ainda naquele Laboratório análises granulométricas por peneiração húmida, ensaios para determinação da densidade das partículas sólidas e ainda ensaios para determinação dos índices de vazios máximo (ASTM D4254-91) e mínimo (estimado com base no peso volumico seco máximo obtido no ensaio Proctor), cujos resultados mais importantes se resumem no Quadro 3.

Quadro 3 – Índices físicos da areia

% acumulada de material que passa				G_s	e_{\min}	e_{\max}
Peneiros ASTM						
3/8"	#40	#10	#200			
100	24 a 26	97 a 98	< 1	2,67	0,57	0,81

SP - areia mal graduada, segundo a classificação unificada ASTM
 G_s – densidade das partículas sólidas ; e_{\min} e e_{\max} – índice de vazios mínimo e máximo, respectivamente.

Para estudar a influência das características de compactidade nas propriedades dinâmicas da areia, procedeu-se à confecção de provetes com 3 estados diferentes de compactidade.

Com o objectivo de analisar a influência da tensão isotrópica de confinamento na resposta dinâmica do solo, os ensaios foram realizados, para cada um dos 3 diferentes estados de compactidade da areia, a tensões de confinamento de 50 e 100kPa, com excepção do ensaio 4 que foi conduzido apenas para a tensão de confinamento de 50kPa. Para cada um daqueles níveis de tensão estudou-se a variação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento hysterético em função da distorção, na gama entre aproximadamente 5×10^{-6} e 10^{-3} .

Os ensaios de coluna ressonante realizados permitiram obter o módulo de distorção G_0 (no domínio das muito pequenas deformações), o coeficiente de amortecimento hysterético ξ , bem como a relação G/G_0 em função da distorção γ . A Figura 17 mostra o andamento das curvas de degradação da rigidez G/G_0 obtidas.

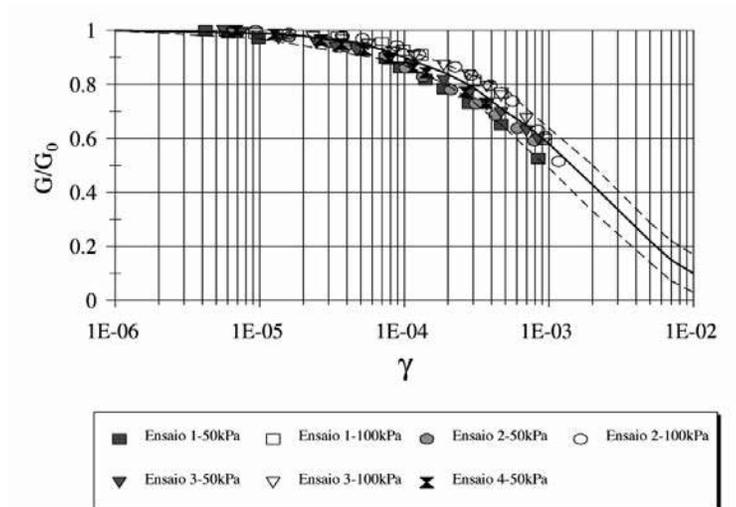


Fig. 17 – Curvas $G/G_0-\gamma$ (Santos, 1999).

Os trabalhos de caracterização geotécnica proporcionaram os parâmetros necessários para a modelação numérica, com particular ênfase no domínio das muito pequenas a pequenas deformações, em que o comportamento distorcional do solo é caracterizável pelos ensaios de coluna ressonante realizados (Santos, 1999).

2.4.2 – Procedimento experimental

O ensaio de carga foi executado pela empresa Engil com o apoio do ICIST (Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção do IST) e do CEGEO (Centro de Geotecnia) na parte da instrumentação (Santos et al., 1995). As estacas ensaiadas, ou seja, as estacas entre as quais se aplicou o carregamento horizontal, passam a ser designadas por estacas 1 e 2. Os resultados da estaca 2 não foram interpretados, visto esta estaca ter sido utilizada previamente para um ensaio de carga vertical. A força vertical de ensaio (de 6900kN) induziu uma plastificação extensa do betão armado aumentando desta forma a deformabilidade da estaca de ensaio, tornando difícil a interpretação dos resultados.

Ambas as estacas apresentavam um diâmetro exterior nominal de 1.30m e o afastamento entre eixos das estacas era de 8,40m (Figura 18). A execução destas estacas foi realizada com o recurso a lamas bentoníticas com o comprimento total de cerca de 36m. A armadura longitudinal era constituída por 48 ϕ 25 nos primeiros 6 m, passando a 32 ϕ 25 entre os 6 e os 12m e no restante comprimento 16 ϕ 25. Os materiais utilizados foram o betão C25/30 e o aço A400.

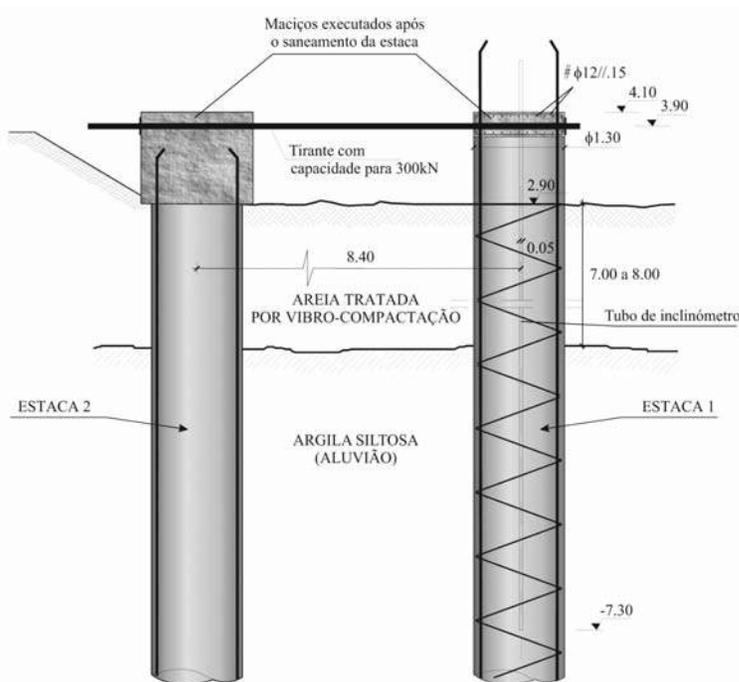


Fig. 18 – Esquema geral do ensaio (Santos, 1999 e Santos, 2005).

Ambas as estacas 1 e 2, foram furadas transversalmente a fim de nelas introduzir os cabos de tracção (cota +3,90m). O macaco de tracção foi colocado na face anterior da estaca 2 encontrando-se amarrado por uma ancoragem passiva na face anterior da estaca 1, conforme mostra a Figura 19. Ambas as estacas apresentavam um comprimento livre de 1 m entre o eixo de aplicação das cargas e a superfície do terreno de fundação.

A monitorização do ensaio foi efectuada através de dois sistemas autónomos de medição:

(i) sistema automático de aquisição de dados para monitorizar os deslocamentos da cabeça das estacas e ainda a força aplicada (medições à superfície);

(ii) dois tubos de inclinómetro para determinar os deslocamentos horizontais ao longo do fuste das estacas de ensaio (medições em profundidade).

O ensaio consistiu em 3 ciclos de carga de 100, 210 e 310 kN, respectivamente, com descarga intermédia a carga nula.

Utilizaram-se, no total, 6 deflectómetros eléctricos cujas funções são as que se seguem:

- deflectómetro 1: medição do deslocamento horizontal da cabeça da estaca 2;
- deflectómetros 2-3: medição dos deslocamentos verticais na periferia da cabeça da estaca 2. A diferença destas leituras, dividida pela distância entre as suas linhas de acção, permitiu a determinação da rotação da cabeça da estaca 2;
- deflectómetro 4: medição do deslocamento horizontal da cabeça da estaca 1;
- deflectómetros 5-6: medição dos deslocamentos verticais na periferia da cabeça da estaca 1.

O processo de fixação destes deflectómetros consistiu na montagem de pórticos, construídos com tubos de andaime, transversais à direcção de aplicação da carga, aos quais foram fixas as bases magnéticas dos deflectómetros.

O transdutor de pressão foi intercalado no circuito hidráulico do macaco de tracção medindo a pressão que, multiplicada pela área do êmbolo, permitiu a sua conversão em unidades de força.

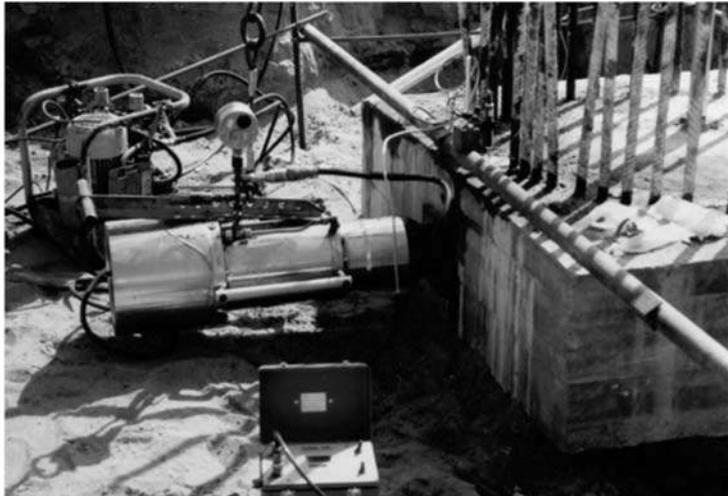


Fig. 19 – Estaca 2: Pormenor do macaco hidráulico (Santos, 1999).

2.5 – Campo experimental da FEUP inserido no âmbito do ISC'2

2.5.1 – Descrição geral

Foi desenvolvido um campo experimental nas instalações da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), em Portugal, onde foram realizados ensaios de carga verticais e horizontais em estacas instrumentadas executadas nas mesmas condições da prática corrente nacional, precedidos da realização de um conjunto significativo de ensaios in situ e de laboratório para a caracterização deste tipo de maciço de solo residual de granito.

No Porto, onde fica situado o Campo Experimental da FEUP e cuja planta se apresenta na Figura 20, os solos residuais saprolíticos do granito são dominantes. Nos granitos, o quartzo e a mica branca são inalteráveis, pelo que o processo de alteração da rocha-mãe é efectuado ao nível do feldspato que se transforma em argila caulínica em meio ácido, e a mica preta e os minerais ferromagnesianos que se transformam mais rápida ou lentamente em argilas misturadas com óxido de ferro, constituindo os saibros. Em especial nesta região do País, as rochas graníticas são ácidas, com uma percentagem de sílica superior a 65% e com cores claras, sendo a sua alteração essencialmente do tipo caulinação dos feldspatos potássicos. Estes solos residuais, com horizontes de alteração entre 0 e 20m, mas mais comumente entre 5 e 9m, são normalmente classificados como areias siltsas, ou siltes arenosos. Geralmente o material fino é não plástico ou de baixa plasticidade e com um índice de vazios variando mais incidentalmente entre 0,6 e 0,8.

No Campo Experimental da FEUP, foi levado a cabo um programa de investigação geológica e geotécnica bastante exaustivo incluindo um grande número de ensaios *in situ* e de laboratório. Na caracterização *in situ* foram efectuadas 5 sondagens com amostragem contínua, sendo em quatro delas realizados ensaios SPT alternados de 1,5m em 1,5m, 9 CPT(U), 9 DMT, 3 PMT e vários ensaios sísmicos (CH, DH, SASW, CSWS, etc.). Em laboratório foram realizados 6 ensaios triaxiais CK0D, 4 em compressão com medição de velocidades de ondas sísmicas com recurso a *bender elements* e 2 em extensão com medição local das deformações, 2 ensaios de coluna ressonante e um ensaio edométrico (Viana de Fonseca et al. 2006). O perfil geotécnico é apresentado na Figura 21, conjuntamente com os resultados dos ensaios SPT.

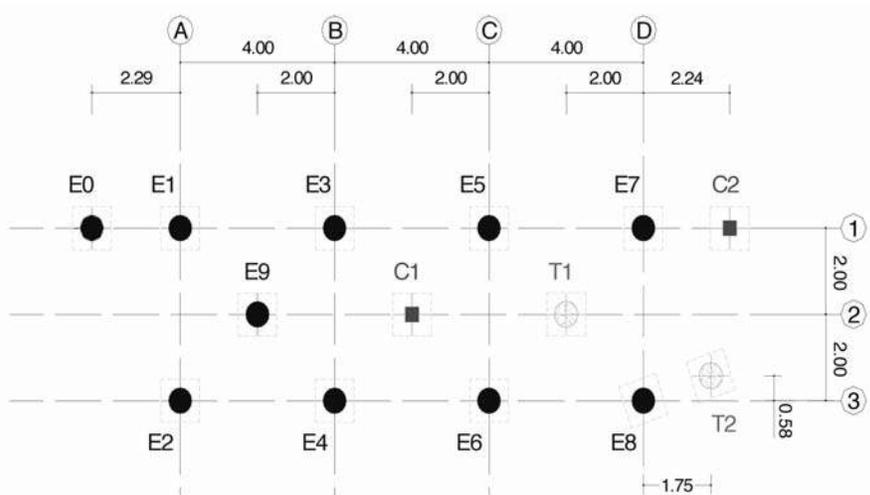


Fig. 20 – Planta do Campo Experimental: E – estacas moldadas; T – estacas de trado contínuo; C – estacas cravadas (Viana da Fonseca et al., 2004).

2.5.2 – Descrição das estacas ensaiadas

Três empresas da especialidade (Mota-Engil, Sopecate e Teixeira Duarte) executaram 14 estacas, com 6 ou 22m de comprimento embebido no terreno, recorrendo a técnicas diferentes, nomeadamente por betonagem *in situ* com recuperação do tubo moldador, com trado oco contínuo (com injeção de betão) e por cravação dinâmica. A preparação e colocação da instrumentação interna foi da responsabilidade da Tecnasol-FGE.

Na execução das estacas moldadas, designadas neste trabalho por estacas tipo “E”, foi aberto um furo utilizando uma máquina do tipo Soilmec R-620 e trados em hélice de 600mm de diâmetro nominal. O furo foi realizado com a protecção de um encamisamento metálico, que foi introduzido, sempre em ligeiro avanço, à medida que se extraiu o terreno. Após a abertura do furo procedeu-se à sua limpeza e colocou-se a armadura previamente montada. Posteriormente betonou-se com recurso a um *tremie* e retirou-se o tubo de protecção sequencialmente.

Nas estacas executadas com trado contínuo (estacas tipo “T”), o equipamento de furação utilizado englobou uma máquina de apoio do tipo Soilmec R412 HD e trados em hélice de 600mm de diâmetro nominal, montados sobre um tubo oco que conduziu o betão até à extremidade da estaca. À medida que o solo foi sendo extraído, procedeu-se à betonagem com injeção de betão a alta pressão (60 bar), bombando este material com grande ajuste ao solo desde o fundo do furo. Por fim, colocou-se a armadura previamente montada.

As estacas pré-fabricadas (estacas tipo “C”), com 6m de comprimento embebido no terreno e secção transversal quadrada 0,35x0,35m, foram cravadas dinamicamente.

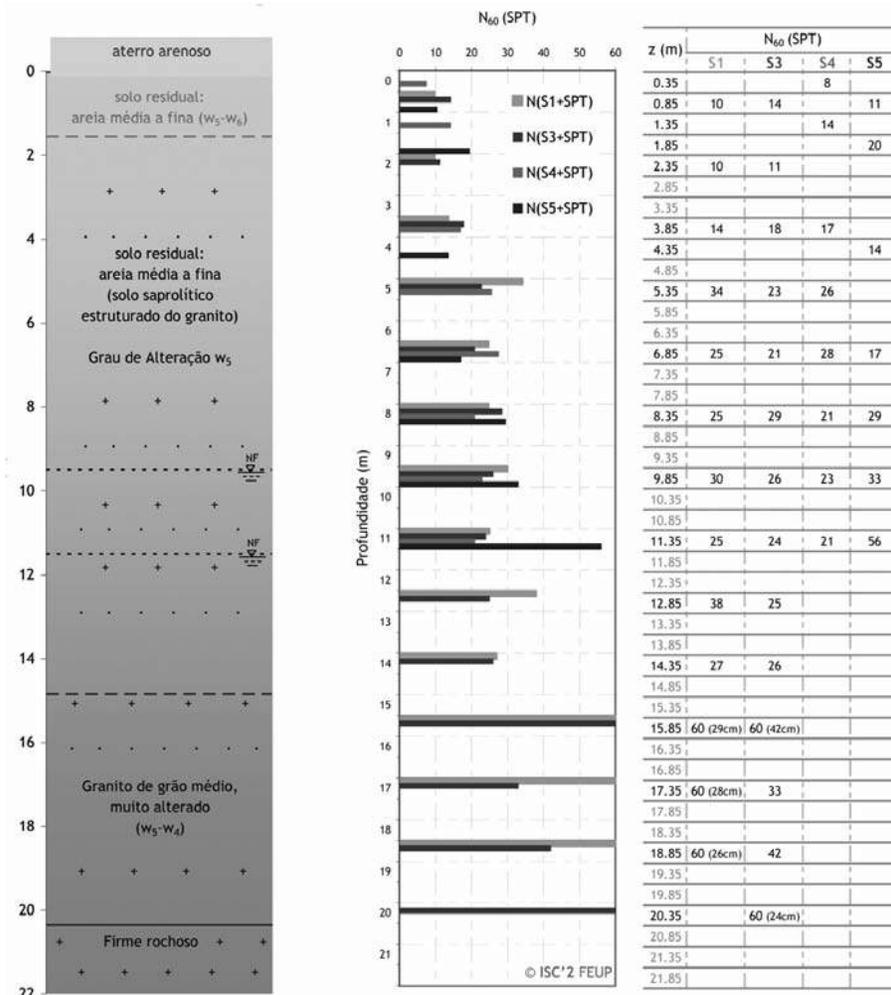


Fig. 21 – Perfil geotécnico com os resultados dos ensaios SPT (Viana da Fonseca et al., 2004).

As características das estacas, nomeadamente, a geometria, os materiais e as armaduras adoptadas estão indicadas na Figura 22.

Nas estacas cravadas os materiais utilizados na sua pré-fabricação foram o betão C45/55, o aço A400 nas armaduras longitudinais e A235 nas cintas helicoidais. Nas restantes estacas, o aço utilizado foi o A500. A resistência do betão das estacas moldadas foi determinada recorrendo a ensaios de compressão simples, tendo-se obtido os valores característicos da tensão de rotura (f_{ck}) indicados na Figura 22.

Foram realizados três ensaios de carga horizontais, um por cada tipologia de estaca de 6m de comprimento, provocando a divergência entre a estaca em estudo e a estaca de 22m mais próxima. Desta forma, no primeiro ensaio, provocou-se a divergência entre a estaca E0 e a estaca E1, no segundo, entre as estacas C2 e E7 e, no terceiro, entre as estacas T2 e E8.

Os ensaios foram conduzidos até à rotura do sistema solo-estaca, neste caso condicionado pela resistência à flexão das estacas.

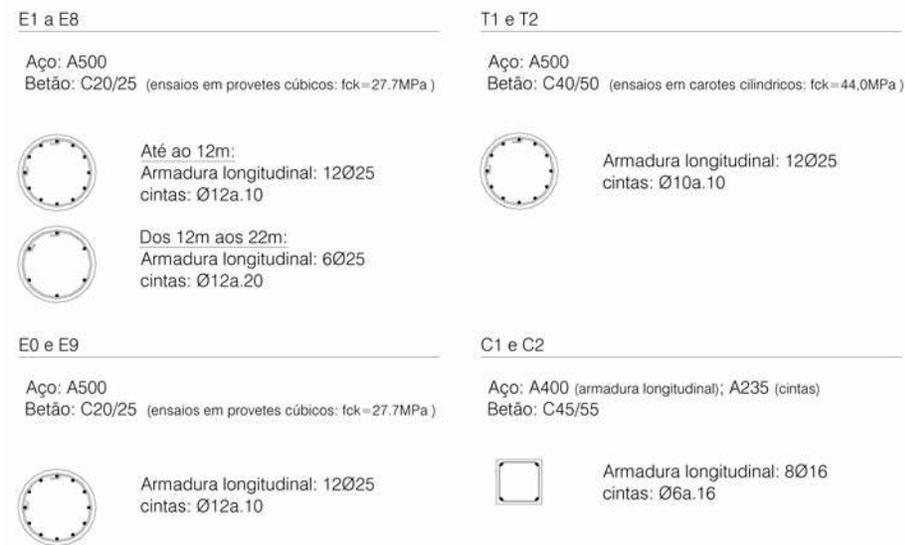


Fig. 22 – Características das estacas ensaiadas (Tuna, 2006).

2.5.3 – Estrutura de aplicação de carga

O sistema de aplicação de carga utilizado consistiu numa estrutura metálica em aço FE430 descrita em sequência e apresentada na Figura 23 e um macaco hidráulico com uma capacidade de 1000kN e 150mm de curso.

No maciço de encabeçamento de uma das estacas, uma chapa metálica de dimensões 350x350x35mm foi fixada com buchas. No maciço da outra estaca, também fixo por buchas, colocou-se um elemento metálico composto por uma chapa de 500x380x25mm e 4 cutelos soldados de 150x368(ou 300)x20mm. Neste elemento foi colocado um aparelho de apoio de neoprene cintado, constituído por dois apoios de 250x250x63mm com 45mm de espessura total de neoprene, em camadas intercaladas por chapas de aço. Contra este aparelho foi encostada uma folha de teflon, de maneira a reduzir o atrito da superfície.

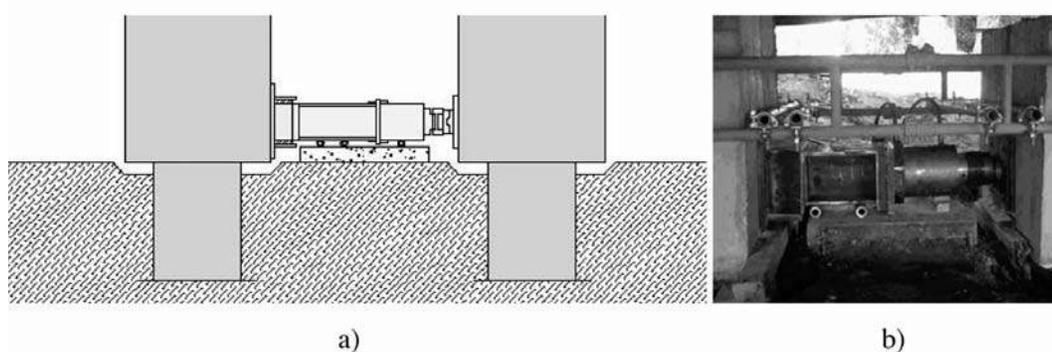


Fig. 23 – Esquema geral da estrutura de aplicação da carga: a) esquema; b) fotografia (Tuna, 2006).

Para efectuar o dimensionamento do aparelho de apoio, foi necessário prever a capacidade de carga das estacas e conseqüentes deslocamentos da cabeça da estaca ao nível da aplicação da carga. Como consequência da rotação da estaca previu-se um pequeno deslocamento vertical relativo entre o apoio e a aplicação da carga, e conseqüentemente foi considerada uma folga, preenchida com placas de esferovite, entre o apoio e o elemento metálico onde foi colocado (Figura 24).

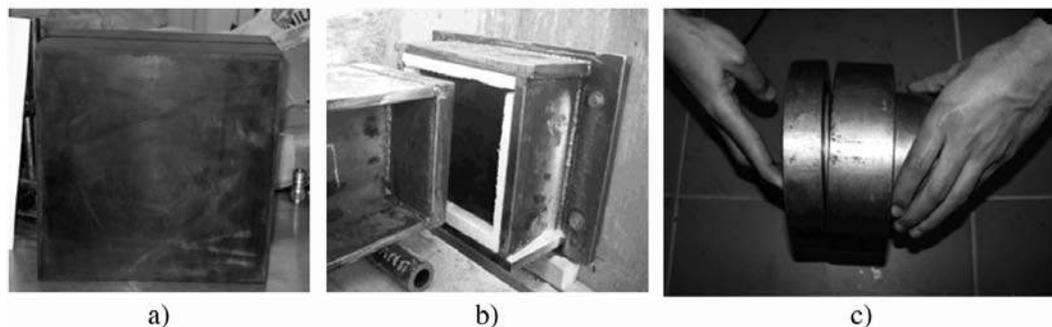


Fig. 24 – a) e b) Apoio de neoprene cintado; c) Rótula metálica esférica (Tuna, 2006).

O macaco tem acoplado um êmbolo, no qual encaixa a célula de carga e posteriormente uma rótula esférica metálica. Foi esta rótula que ficou em contacto com o maciço de encabeçamento da estaca na qual se fixou a chapa metálica. Para preencher o espaço restante entre as estacas foi colocado um troço de HEB240, que tinha soldado num dos topos uma chapa de 250x250x40mm que ficou em contacto com o aparelho de apoio.

A estrutura de aplicação da carga ficou apoiada numa lajeta de betão, e sob o macaco e a viga HEB240 foram colocados roletes de aço para garantir a sua mobilidade e guiamento.

2.5.4 – Plano de cargas

Para estabelecer o plano de cargas fez-se uma previsão da capacidade resistente última das estacas, definindo-se incrementos iguais a 1/10 daquele valor. Foram efectuados ciclos de carga e descarga de amplitude crescente, com escalões de carga intermédios de 10 minutos e escalões de extremos (de pico) de 60 minutos. Para níveis de carga próximos da rotura, reduziu-se o incremento

de carga para metade. Assim para os ensaios E0–E1 e T2–E8 foram definidos ciclos de carga com escalões de pico de 100, 200, 300, 400 e 500kN, com escalões intermédios de carga de 50 em 50kN e de descarga de 100 em 100kN. No ensaio C2–E7 os escalões de pico programados foram de 30, 60, 90, 120 e 150kN com escalões intermédios de carga de 15 em 15kN e de descarga de 30 em 30kN. Durante os ensaios procedeu-se a pequenos ajustes aos planos de carga previstos, em função do comportamento observado.

2.5.5 – Instrumentação

A instrumentação efectuada nestes ensaios ficou a cargo do Laboratório de Geotecnia da FEUP e da empresa Tecnasol-FGE.

A medição dos deslocamentos à superfície foi efectuada recorrendo a transdutores de deslocamento lineares com 50mm de curso. Foi necessário conceber uma estrutura de referência, admitida fixa, na qual se apoiaram estes dispositivos. Esta estrutura foi realizada em perfis tubulares, sendo constituída por dois pórticos colocados perpendicularmente à direcção de aplicação da carga, duas vigas transversais de travamento, uma viga para fixação dos transdutores de deslocamento verticais e ainda por duas pequenas vigas para a fixação dos transdutores de deslocamento horizontais. Tanto as vigas dos pórticos como as de travamento são vigas-escada. Esta estrutura está representada na Figura 25.

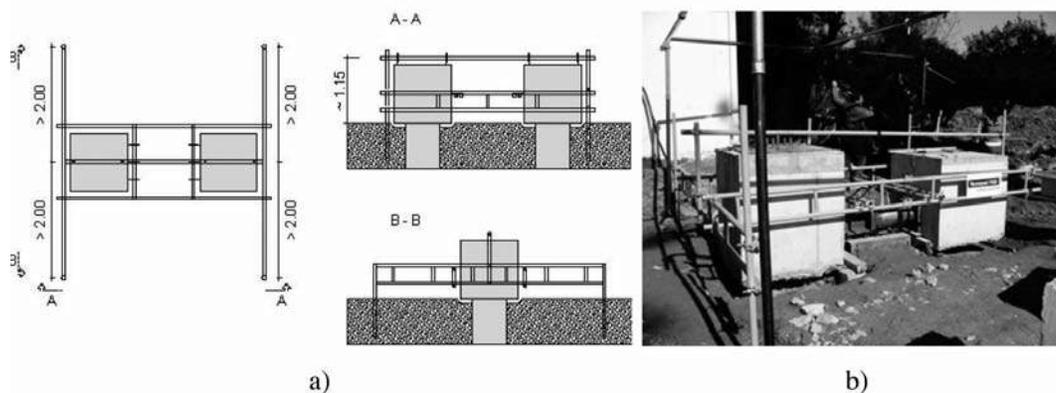


Fig. 25 – a) Estrutura de referência (planta, corte longitudinal e transversal); b) Estrutura de referência e montagem da sua estrutura de protecção (Tuna, 2006).

Para obter o máximo de informação possível dos ensaios realizados, optou-se por, sempre que possível, medir além dos deslocamentos e das rotações das cabeças das estacas, a rotação ao longo dos seus fustes. A título excepcional, mediram-se também as extensões no betão em pontos diametralmente opostos na estaca E0.

Em cada estaca ensaiada foram utilizados três transdutores de deslocamento aplicados na horizontal, um no centro do maciço de encabeçamento e outros dois colaterais, um em cada extremidade de forma a medir alguma torção eventualmente induzida pelo carregamento (Figura 26).

A rotação da cabeça das estacas foi medida utilizando outros dois transdutores de deslocamento, desta vez aplicados na vertical, um em cada extremidade do maciço de encabeçamento. A diferença destas leituras, dividida pela distância entre as suas linhas de acção, permitiram determinar a rotação da cabeça da estaca.

Para definir a evolução de rotações e deslocamentos horizontais em profundidade foram utilizados inclinómetros nas estacas. Para aferir as torções aplicadas ao tubo inclinométrico durante a execução das estacas foram efectuadas leituras iniciais com um inclinómetro do tipo *spiral*. Dada a relativa morosidade das leituras do inclinómetro, apenas se procedeu à leitura deste aparelho nos extremos de cada ciclo.

Para avaliar o momento flector instalado na estaca E0 foram medidas as extensões do betão em dois pontos diametralmente opostos. Desta forma foram instalados dois tubos de PVC Hidronil $\phi 2''$ com aproximadamente 6 m, prolongando-se até à extremidade do maciço de encabeçamento no topo da estaca. No interior de cada um dos tubos de PVC foram instalados 5 sensores (*retrievable extensometers*) a 5 níveis de profundidade (0,5/1,5/2,5/3,5/4,5m) e uma âncora de fundo a 5,5 m.

A leitura do valor da força aplicada processou-se através de uma célula de carga (Figura 26), que pela sua precisão foi considerada como o registo mais fiável, embora se dispusesse das leituras do manómetro ligado ao circuito do macaco hidráulico.

2.6 – Nova travessia do Tejo no Carregado

2.6.1 – Descrição geral

Encontra-se, em curso, a construção da nova travessia do Tejo, entre o Carregado e Benavente, integrada na A10 – Auto-estrada Bucelas/Carregado/IC3. É uma obra da Brisa, cujos trabalhos estão a ser executados pelo consórcio constituído pelas empresas BPC, Construtora do Tâmega, Lena Construções, MSF, Novopca e Zagope. Participam ainda as empresas SPFE e OPCA na execução das estacas de fundação.

Com uma extensão total de 11670 metros constituída por uma ponte e dois viadutos, esta infraestrutura irá fechar o anel de acessibilidades em redor da Área Metropolitana de Lisboa, desempenhando um papel estruturante, nas ligações entre o norte e o sul e entre o Ribatejo e a Região Oeste de Portugal.

Tendo em conta a importância da obra e a necessidade de executar cerca de 1260 estacas de grande diâmetro (2,2m na ponte e 1,5m nos viadutos) com comprimento de até 56m, foi programada uma série de ensaios de carga verticais e um ensaio de carga horizontal para aferir os pressupostos considerados no projecto e validar o método executivo. A monitorização dos ensaios foi da responsabilidade do ICIST e da CÊGÊ.

Para caracterizar os terrenos de fundação ao longo do traçado foram executadas várias campanhas de prospecção que incluíram a realização de sondagens, ensaios geofísicos, ensaios SPT, CPT, CPTU, corte rotativo e um vasto conjunto de ensaios de laboratório. Nos locais dos ensaios de carga foram executadas sondagens complementares acompanhadas de ensaios SPT e SCPTU.

O ensaio de carga horizontal consistiu em provocar a divergência entre duas estacas experimentais: uma de 800mm de diâmetro (designada por E800H-1) que não foi perturbada por nenhum tipo de ensaio, e uma de 1500mm previamente utilizada num ensaio de carga vertical (E1500H-1). A Figura 27 mostra uma vista geral das estacas de ensaio.



Fig. 27 – Vista geral (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

O plano de cargas consistiu na aplicação de incrementos de carga de 75kN com patamares de fluência de 30 minutos, até se mobilizar um deslocamento horizontal de 8cm.

A carga de ensaio foi aplicada através de um macaco hidráulico instalado entre as duas estacas. A medição da carga foi feita através de uma célula de carga colocada entre o macaco e a estaca E800H-1. Entre o macaco hidráulico e a estaca E1500H-1 foi colocado um perfil metálico. Nos extremos foram colocadas placas de neoprene para permitir que o sistema de carga acompanhe a rotação das estacas. Além disso, os elementos estavam assentes sobre tubos cilíndricos para permitir o “livre” movimento na direcção horizontal.

2.6.2 – Instrumentação

A monitorização dos deslocamentos horizontais foi feita através de duas vias independentes: i) através de transdutores de corda vibrante; ii) através do inclinómetro.

No topo da estaca E800H-1 foram instalados 4 transdutores de corda vibrante (Figura 28). Os transdutores estavam apoiados sobre uma estrutura de suporte composta por varões e perfis metálicos.

Para monitorizar os deslocamentos ao longo do fuste da estaca E800H-1, instalou-se previamente um tubo de inclinómetro em PVC com um comprimento de selagem de 12m abaixo da ponta da estaca. O tubo ficou danificado após a betonagem da estaca, pelo que houve a necessidade de carotar e de instalar um novo tubo de aço, que foi instalado próximo do eixo da estaca (Figura 29).

Para determinar os momentos flectores na estaca E800H-1, foram colocados dois tubos de aço (Figura 29), diametralmente opostos, para instalação de sensores de corda vibrante amovíveis – retrievable extensometers (os mesmos que foram utilizados nos ensaios de carga verticais). Vê-se,



Fig. 28 – Disposição dos transdutores na estaca E800H-1 (Santos e Gouveia Pereira, 2005).



Fig. 29 – Disposição do tubo do inclinômetro e das placas de apoio do clinômetro (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

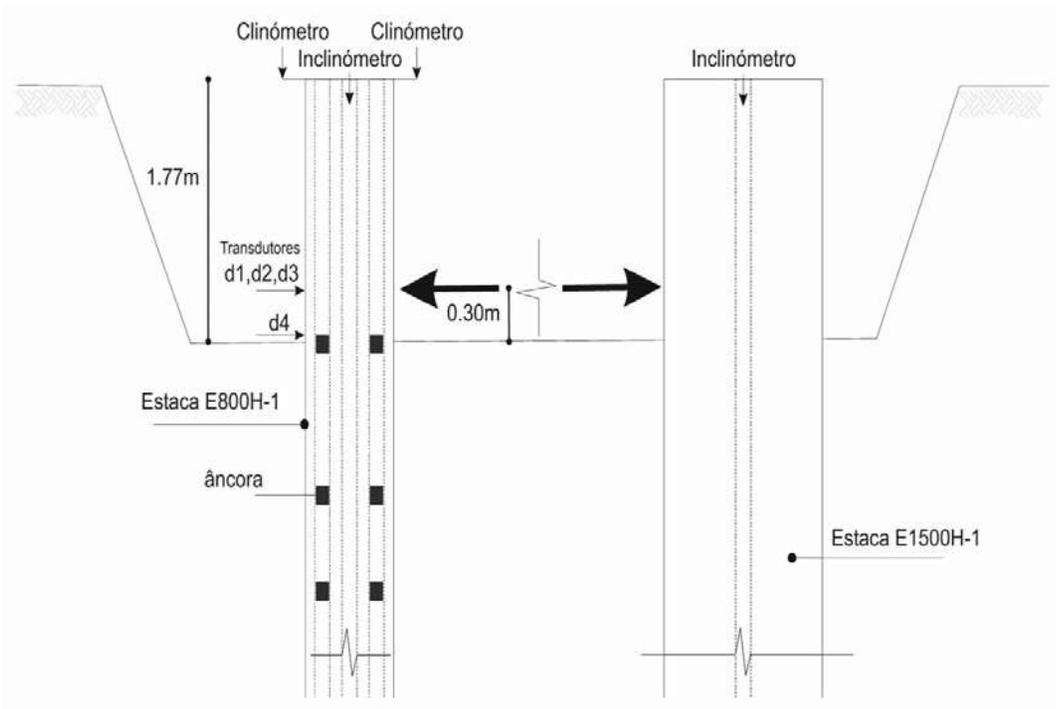


Fig. 30 – Esquema do ensaio de carga (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

ainda, na Figura 29 as placas de apoio do clinômetro para medição da rotação do topo da estaca, bem como, o macaco hidráulico e a célula de carga.

A Figura 30 representa o esquema do ensaio com a numeração das âncoras do sistema dos sensores de corda vibrante. A Figura 31 mostra as condições geológico-geotécnicas e a localização das âncoras.

Relativamente à estaca E1500H-1, foi instalado apenas um tubo de inclinômetro para monitorização dos deslocamentos horizontais.

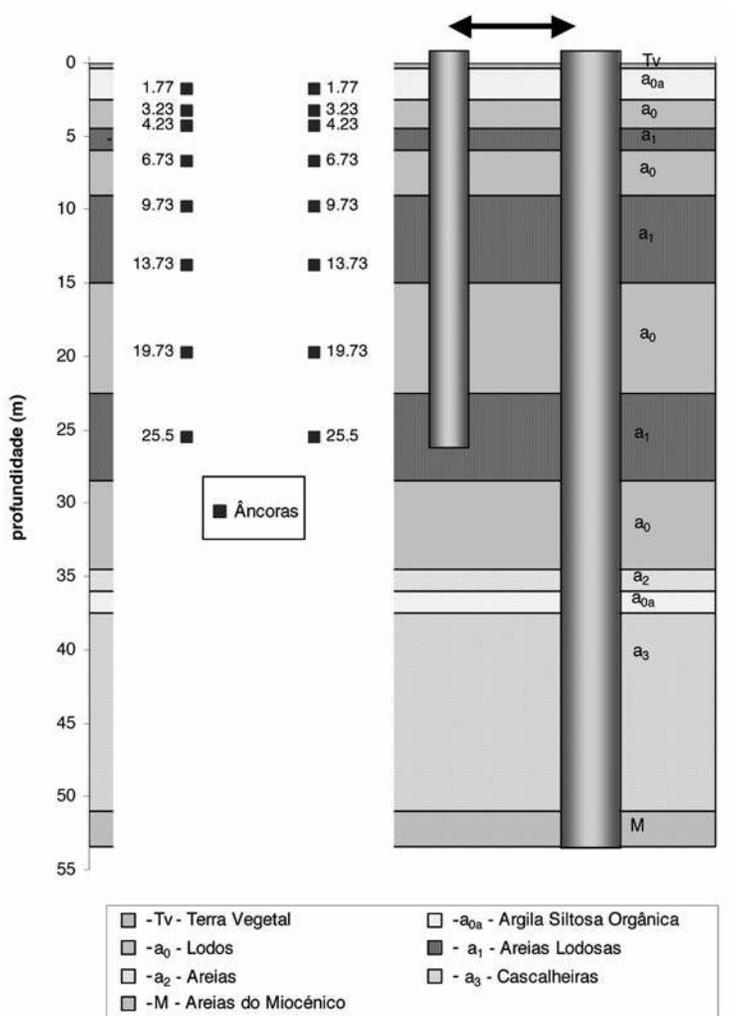


Fig. 31 – Perfil geológico-geotécnico e localização das âncoras na estaca E800H-1 (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

3 – ENSINAMENTOS RECOLHIDOS

3.1 – Breves considerações sobre os métodos de análise

O dimensionamento de uma estaca isolada sob acções horizontais estáticas no topo é conduzido tradicionalmente por duas verificações separadas: i) uma visando a avaliação da capacidade resistente do solo; ii) e outra procurando avaliar os movimentos e os esforços ao longo do fuste da estaca.

Na prática, o comprimento das estacas é condicionado pela necessidade da transmissão das cargas axiais aos estratos competentes mais profundos, o que leva a que as estacas exibam, em geral, um comprimento elevado. Deste modo, a resistência lateral disponível é, em geral, bastante elevada, e o estado limite último associado à insuficiente capacidade resistente do solo raramente é condicionante no dimensionamento.

No que respeita à avaliação dos deslocamentos e dos esforços internos nas estacas as análises podem ser feitas recorrendo, quer a modelos do meio contínuo, quer a modelos do meio discreto (Figura 32):

- i) os primeiros são do ponto de vista teórico os mais correctos e versáteis permitindo analisar o problema com toda a generalidade. Com o grande desenvolvimento dos meios computacionais, tornou-se possível uma abordagem geral do problema, através da aplicação de formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos (Santos e Gomes Correia, 1997) ou por outros métodos alternativos (Varatojo e Parreira, 1993) e, analisar o efeito de interacção num grupo de estacas. Nestes modelos é ainda possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo envolvente (Santos, 1999);
- ii) os modelos do meio discreto baseiam-se no conceito do coeficiente de reacção em que o meio envolvente é modelado por um conjunto de molas infinitamente próximas, mas sem ligação entre elas, e exibem comportamento elástico linear (modelo de Winkler) ou elástico não linear, traduzido pelas curvas 'p-y'. É de citar os trabalhos de Hetenyi (1946) e de Vesic (1956), que contemplam o desenvolvimento de um conjunto de soluções teóricas com inegável interesse prático. Os modelos do meio discreto são, sem dúvida, os mais utilizados no dimensionamento corrente dada a sua simplicidade e facilidade de utilização. Porém, não reproduzem o carácter contínuo do meio envolvente, nem atendem aos efeitos tridimensionais do problema sendo, por isso, fortemente criticados por parte de alguns investigadores.

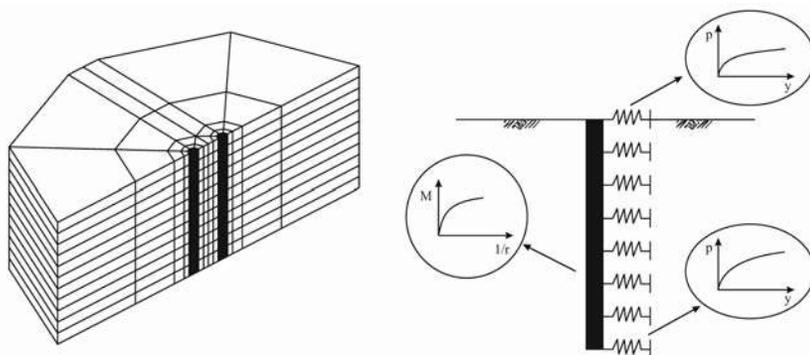


Fig. 32 – Métodos de análise (Gomes Correia e Santos, 1994a).

3.2 – Aspectos principais do problema de interacção solo-estaca

Apresenta-se algumas reflexões para, por um lado, evidenciar os aspectos principais ligados à análise do comportamento de estacas sob acções horizontais no topo e, por outro, referir as incertezas e as dificuldades inerentes à modelação numérica.

A análise do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas no topo suscita à partida três aspectos principais que se relacionam com:

- as condições de rotação na cabeça;
- o comportamento flexível das estacas;
- o comportamento não linear do sistema.

As estacas são, em geral, agrupadas e solidarizadas no topo por um maciço de encabeçamento de betão armado de elevada rigidez. Quando necessário, os vários maciços podem ainda estar interligados por vigas de fundação, com o objectivo de transformar os momentos flectores provenientes da superestrutura em forças axiais equivalentes nas estacas.

Salienta-se que, os momentos ao nível da cabeça das estacas não são nulos, visto que devido à elevada rigidez à rotação do sistema, surgem momentos de fixação que impedem a rotação relativa maciço-estacas, rodando o conjunto como um corpo rígido (Figura 33). Se ao nível da ligação maciço-estacas houver uma boa disposição de armaduras que permita tal idealização, então, do ponto de vista de cálculo os esforços que surgem na cabeça das estacas aproximam-se da situação considerando a condição de rotação nula, hipótese essa muitas vezes considerada ao nível de modelação numérica.

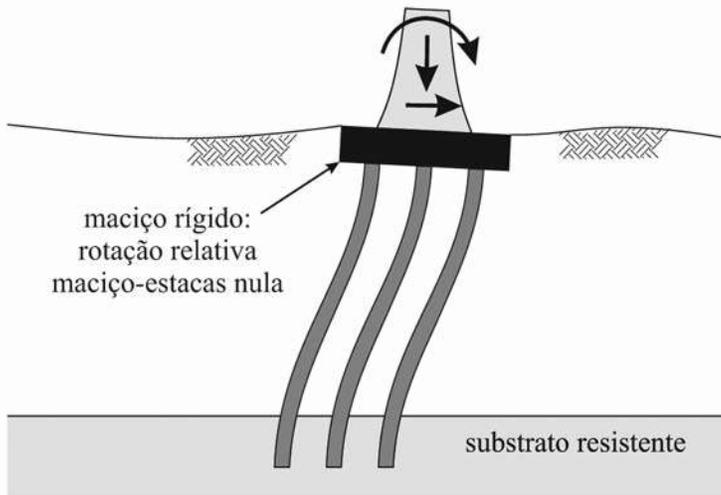


Fig. 33 – Comportamento do sistema maciço estacas (Santos, 1999).

O outro aspecto importante a destacar, prende-se com o comportamento flexível das estacas. Verifica-se que, a partir de uma determinada profundidade, a designada profundidade crítica l_c , o aumento do comprimento da estaca não traz nenhum benefício e não influi praticamente nos deslocamentos e nos esforços na zona da estaca acima da profundidade crítica (Figura 34).

As estacas com comprimento L superior a l_c comportam-se, assim, como estacas flexíveis infinitamente longas em que os deslocamentos e os esforços deixam de ser dependentes do comprimento total da estaca. Nestas condições, algumas simplificações podem ser introduzidas ao nível de cálculo, porque o comprimento deixa de ser um parâmetro relevante na definição das soluções. Citam-se, neste contexto, as soluções algébricas de Randolph (1981) bem como as soluções do modelo do meio discreto compiladas em Varatojo (1986), Santos e Gomes Correia (1992), Santos (1993) e Santos (1999), para casos particulares simples em que a rigidez do solo é constante ou varia linearmente com a profundidade.

De referir, que essas soluções particulares embora apresentem as limitações óbvias inerentes ao comportamento elástico e linear assumido para os materiais, elas constituem sem dúvida uma ferramenta de análise com grande interesse prático, e permitem evidenciar alguns aspectos da maior relevância para a compreensão do problema de interacção solo-estaca devido às acções horizontais aplicadas no topo.

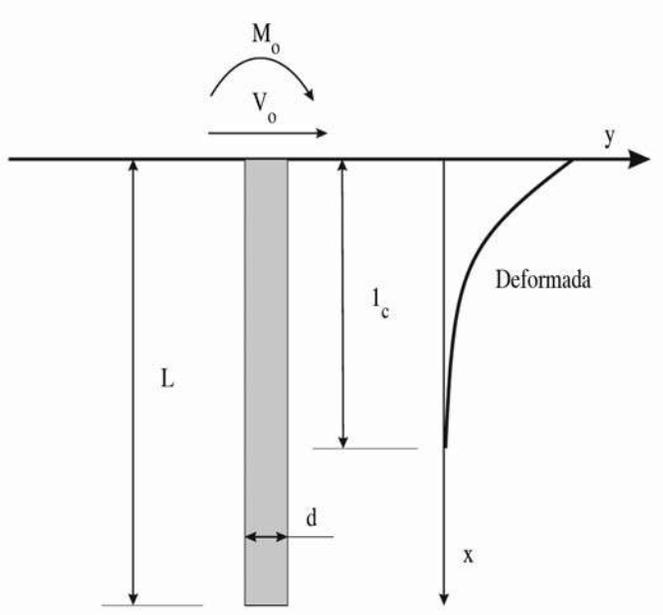


Fig. 34 – Comportamento flexível das estacas (Santos, 1999).

Para o caso particular de uma estaca circular embecida num meio discreto com módulo de reacção constante em profundidade ($k=cte$), a profundidade crítica, ou seja, a profundidade a partir da qual a estaca exhibe comportamento flexível é dada por:

$$l_c = \frac{3}{\lambda} = \frac{3d}{\sqrt[4]{\frac{16k}{\pi E_p}}} \quad (1)$$

Imagine-se uma estaca de betão armado com módulo de elasticidade $E_p=29GPa$ embecida num meio relativamente compressível com $k=10000$ kPa. Aplicando a equação (1) obtém-se para a profundidade crítica um valor da ordem de 15 diâmetros. De referir novamente que o comprimento das estacas é geralmente condicionado pelas acções verticais e, por conseguinte, pela localização do substrato resistente. Isto leva a concluir que, em grande parte das situações práticas, o comprimento das estacas excede o valor daquela profundidade crítica exibindo assim comportamento flexível relativamente às acções horizontais aplicadas na cabeça.

Valor semelhante para a profundidade crítica seria obtido na aplicação da solução de Randolph (1981) para meio elástico contínuo.

Por outro lado, demonstra-se que a interacção solo-estaca é apenas importante numa zona relativamente concentrada junto do topo da estaca. Aliás, Kagawa e Kraft (1980) mostraram que 70% do deslocamento lateral da estaca é devido à deformação da massa de solo a um diâmetro de distância.

A influência da rigidez do meio envolvente também pode ser analisada recorrendo novamente ao modelo do meio discreto. Considere-se, então, uma estaca flexível sujeita a uma força horizontal. A redução do módulo de reacção k para metade (mantendo constante o módulo de flexão da

estaca), conduz em termos de momento flector máximo a um aumento de apenas 19%, enquanto que o deslocamento horizontal sofre um acréscimo de 68%, conforme mostra a equação (2) seguinte:

$$k_2 = 2k_1$$

$$\frac{M_{m\acute{a}x1}}{M_{m\acute{a}x2}} = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \sqrt[4]{\frac{k_2}{k_1}} = 1.19 \quad (2)$$

$$\frac{y_{o1}}{y_{o2}} = \frac{k_2 \lambda_1}{k_1 \lambda_2} = \frac{k_2}{k_1} \sqrt[4]{\frac{k_2}{k_1}} = 1.68$$

Isto mostra, que a solução em termos de deslocamentos é bastante sensível à rigidez do meio envolvente, enquanto que em termos de esforços o mesmo não acontece.

A mesma expressão (2) pode servir para evidenciar a influência do comportamento não linear das estacas de betão armado. A redução do módulo de rigidez à flexão da estaca $E_p I_p$ para metade (mantendo constante o módulo de reacção k), conduz apenas a um acréscimo de 19% no deslocamento horizontal da estaca (equação 3), o que mostra que a rigidez transversal do sistema solo-estaca é mais sensível à rigidez do solo envolvente do que às características mecânicas da própria estaca:

$$(E_p I_p)_2 = 2(E_p I_p)_1$$

$$\frac{M_{m\acute{a}x1}}{M_{m\acute{a}x2}} = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} = \sqrt[4]{\frac{(E_p I_p)_1}{(E_p I_p)_2}} = 0.84 \quad (3)$$

$$\frac{y_{o1}}{y_{o2}} = \frac{k_2 \lambda_1}{k_1 \lambda_2} = \sqrt[4]{\frac{(E_p I_p)_2}{(E_p I_p)_1}} = 1.19$$

3.3 – Evidências experimentais

A nível experimental, avanços importantes foram atingidos no âmbito da instrumentação, observação e interpretação dos resultados de ensaios de carga horizontal em estacas de betão armado (Sousa Coutinho, 1995 e 2006).

O sistema extensométrico desenvolvido no LNEC permitiu medir com nível apreciável de fiabilidade e eficiência as extensões ao longo do fuste das estacas nos ensaios de carga das pontes do rio Arade – 1988, do rio Guadiana – 1988/89 e do rio Sado – 1990.

Existem, hoje em dia, diversos sistemas comerciais equivalentes, constituídos por sensores embutidos no betão ou que operam no interior de tubos metálicos embebidos no betão da estaca.

Sousa Coutinho (1995) apresentou uma metodologia de interpretação dos ensaios tendo como base os resultados das extensões medidas. A modelação matemática da distribuição das extensões é feita por meio de funções spline-B. Estas funções de polinómios de ajustamento seccional condicionado permitem acompanhar as variações localizadas de comportamento quer do solo (meio estratificado e comportamento não linear), quer da estaca (comportamento à flexão não linear) e impor, com grande facilidade, as condições de fronteira. A Figura 35 ilustra um exemplo de aplicação desta metodologia para uma das estacas de ensaio da ponte sobre o rio Sado.

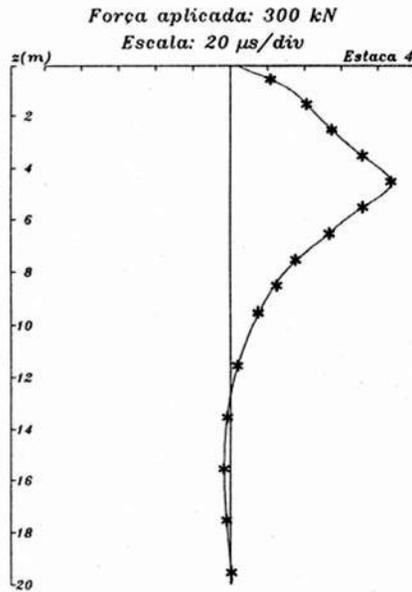


Fig. 35 – Extensões lidas e aproximadas por splines-B na estaca 4, após início da fendilhação. Ponte sobre o rio Sado (Sousa Coutinho, 1995).

Para determinar os momentos flectores nas estacas ensaiadas a partir da distribuição em profundidade das curvaturas, é necessário recorrer-se a um modelo de comportamento não linear do betão. A consideração do comportamento não linear do betão é igualmente relevante quando se pretende avaliar os deslocamentos do sistema solo-estaca (Gomes Correia e Santos, 1994c). Para a modelação da estaca, as relações constitutivas das secções de betão armado podem ser expressas sob a forma de momento de inércia (“efectivo”) – momento flector (Santos, 1993) ou momento flector – curvatura (Sousa Coutinho, 1995; Santos, 1999 e Tuna, 2006).

Quanto às reacções do terreno, os estudos desenvolvidos mostraram que se deve rejeitar a via de cálculo por dupla derivação dos momentos flectores, devido à instabilidade que os valores assim obtidos exibem (Portugal, 1992). É preferível antes, executar o seu cálculo por integração dos momentos flectores, resolvendo numericamente uma equação integral do tipo de Volterra de primeira espécie por meio de funções spline-B (Sousa Coutinho, 1995). Com base neste procedimento é possível deduzir as curvas de transferência de carga experimentais (curvas 'p-y'). Uma forma de aferir a razoabilidade destas curvas de transferência de carga consiste em calcular os momentos flectores induzidos na estaca modelando o solo através das ditas curvas, e compará-los com os momentos flectores calculados directamente dos resultados dos ensaios. Esta metodologia permite estabelecer as curvas de transferência de carga na zona superior da estaca (da ordem dos 5 diâmetros), uma vez que os deslocamentos e as reacções se tendem a anular muito rapidamente, impossibilitando assim qualquer interpretação para maiores profundidades.

Os trabalhos experimentais desenvolvidos permitiram confirmar os aspectos de interacção solo-estaca atrás referidos:

- i) os deslocamentos (e os esforços) só são significativos nos primeiros 5 a 10 diâmetros de profundidade. O campo experimental da FEUP-ISC'2 é um bom exemplo ilustrativo. A Figura 36 mostra os deslocamentos em profundidade das estacas E0 (L=6m) e E1 (L=22m), podendo-se observar que o solo estava a ser solicitado apenas até os 5m de profundidade,

sendo ambas flexíveis mesmo para um nível de carga próximo da rotura estrutural da estaca.

- ii) as estacas exibem, em geral, comportamento flexível, sendo a carga última condicionada pela resistência estrutural à flexão da estaca. Referindo-se, ainda, ao campo experimental da FEUP-ISC'2, após os ensaios de carga procedeu-se a uma escavação generalizada do solo em torno das estacas ensaiadas para confirmar as dimensões e para verificar a integridade das estacas. A Figura 37 retrata a estaca E0, onde é bem visível a rótula plástica que tem uma extensão de 1,14m e inicia-se a 1,32m da face inferior do maciço de encabeçamento;
- iii) nos casos correntes o modelo de comportamento elástico e linear pode ser suficiente para efeitos de dimensionamento estrutural das estacas de fundação.

Para fundamentar melhor o último ponto, mostram-se os resultados experimentais bem como os de modelação numérica de um dos ensaios de carga horizontal realizado na ponte sobre o rio Sado (Santos, 1993).

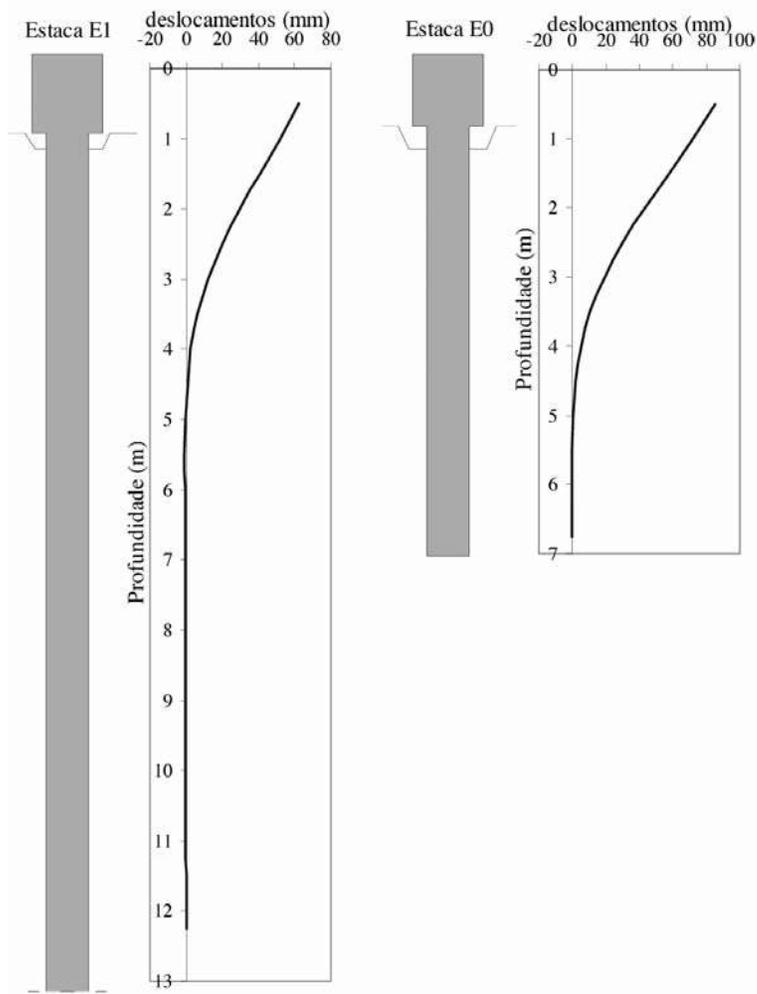


Fig. 36 – Deformada das estacas E0 e E1 para a carga de 475 kN (próximo da carga última da E0).
Campo experimental da FEUP-ISC'2.

As Figuras 38 e 39 mostram, respectivamente, o deslocamento horizontal da cabeça da estaca e o momento flector máximo em função da força horizontal aplicada.

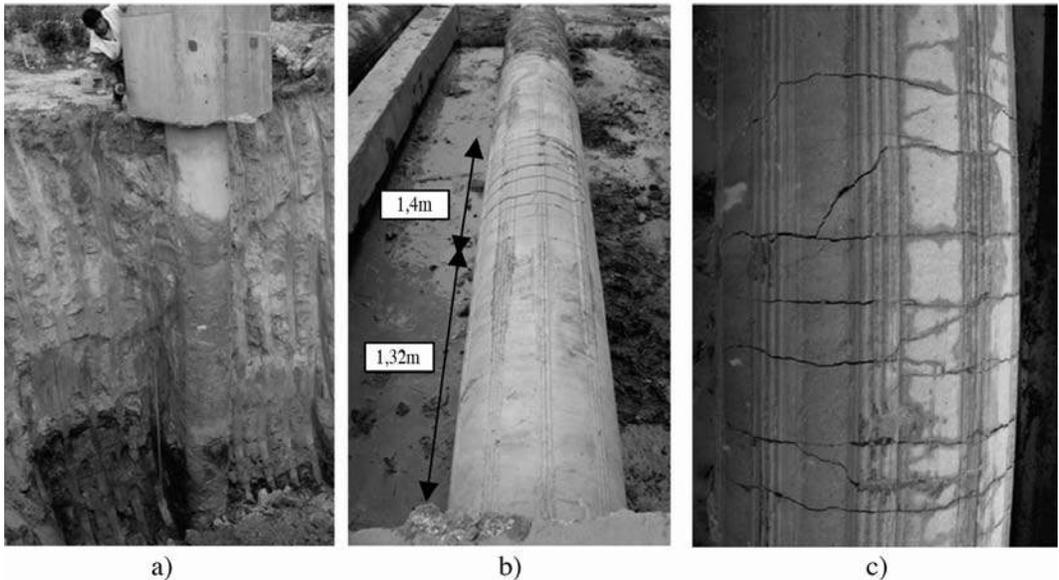


Fig. 37 – Estaca E0: a) estaca a ser extraída do terreno; b) localização da rótula plástica; c) pormenor da rótula. Campo experimental da FEUP-ISC'2 (Tuna 2006).

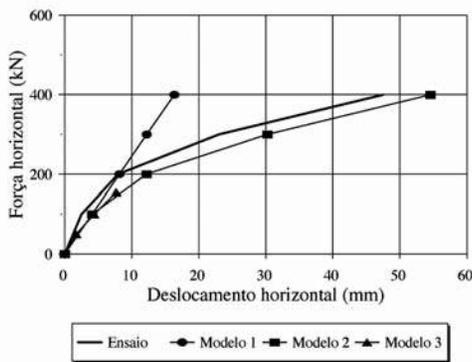


Fig. 38 – Estaca 1: deslocamento horizontal em função da carga aplicada. Ponte sobre o rio Sado (Santos, 1993).

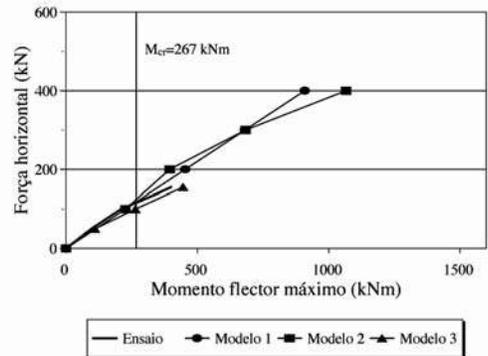


Fig. 39 – Estaca 1: momento flector máximo em função da carga aplicada. Ponte sobre o rio Sado (Santos, 1993).

Em termos de modelação numérica, foi aplicado o modelo do meio discreto considerando várias idealizações acerca do comportamento dos materiais:

- modelo 1 (Santos, 1993) – tanto a estaca como o solo apresentam comportamento elástico e linear;
- modelo 2 (Santos, 1993; Gomes Correia e Santos, 1994b; Santos e Gomes Correia, 1995b e 1995c) – tanto o solo como a estaca apresentam comportamento não linear. O solo é mode-

lado através de curvas 'p-y' bi-lineares com um troço inicial recto até se atingir a resistência última do solo, a partir da qual admite-se que o solo exibe comportamento perfeitamente plástico. Para a estaca foi utilizada a metodologia preconizada pelas normas ACI para peças de betão armado sujeitas a flexão simples (ver ponto 2.3.2);

- modelo 3 (Portugal, 1992; Portugal e Sêco e Pinto, 1993 e Portugal, 1994) – a estaca apresenta comportamento elástico e linear e o solo é modelado através de curvas 'p-y' propostas por Matlock (1970) e Reese et al. (1974).

A análise das Figuras 38 e 39 permite reforçar as ideias apontadas anteriormente acerca da importância da consideração do comportamento não linear do solo e da estaca no dimensionamento de estacas sob acções horizontais no topo:

- o modelo de comportamento elástico e linear traduz de forma satisfatória os esforços (momento flector máximo) na estaca, o mesmo não acontecendo para os deslocamentos, em virtude do comportamento não linear do solo e da estaca;
- a perda de rigidez transversal do conjunto solo-estaca é particularmente notória para níveis de carga que conduzem a momentos flectores superiores ao momento de fissuração do betão. De facto, para estes níveis de carga conjugam-se os efeitos da não linearidade do solo e da estaca;
- de acordo com a resposta da estaca observada no ensaio, a partir da carga de 400kN verificou-se a dificuldade em aplicar mais força à estaca sem que esta apresentasse deslocamentos importantes (Sousa Coutinho, 1995). Aplicando um coeficiente de segurança global de 3 à carga última referida, obtém-se uma carga admissível de cerca de 133kN. Para este nível de carga pode-se observar que a resposta do sistema solo-estaca é praticamente linear (Figuras 38 e 39), isto é, as deformações envolvidas são compatíveis com a consideração do comportamento elástico e linear para os materiais.

3.4 – Comportamento não linear do solo

Conforme referido, a consideração do comportamento não linear quer do solo, quer da estaca, só se torna necessário nos casos em que a perda de rigidez transversal do sistema seja factor determinante no dimensionamento estrutural.

A análise rigorosa do problema é, de facto, bastante complexa, visto que envolve o estudo da interacção solo-estaca, interacção essa que depende de vários factores e requer uma análise tridimensional do problema, envolvendo o comportamento não linear dos materiais. Além disso, o efeito de perturbação no solo provocado pelo processo executivo está longe ser compreendido e não existem propostas bem fundamentadas para o quantificar. Deste modo, é difícil apontar um dos métodos de análise como sendo o mais aconselhável.

O método de análise baseado no modelo do meio discreto, embora conceptualmente menos correcto, é indiscutivelmente o método com maior aceitação prática, devido à sua facilidade de utilização. A grande dificuldade reside, de facto, na parametrização. Se admitir que os materiais exibem comportamento elástico e linear é possível estabelecer relações entre os parâmetros elásticos do meio discreto com os do meio contínuo (Santos, 1993).

No modelo do meio discreto, o comportamento não linear do solo é simulado, habitualmente, recorrendo ao conceito das curvas 'p-y'. Porém, as propostas existentes na bibliografia revestem-se de um elevado grau de empirismo, visto que elas foram calibradas para determinadas condições

específicas. Tornou-se evidente a necessidade de desenvolver uma metodologia mais racional para o estabelecimento das curvas 'p-y'.

Santos (1999) apresentou uma metodologia baseando-se num modelo de comportamento idealizado constituído por três zonas, conforme mostra a Figura 40:

- zona 1 (até ao ponto A): trecho linear correspondente ao comportamento elástico e linear do solo (domínio das muito pequenas deformações);
- zona 2 (até ao ponto B): trecho definido por uma parábola correspondente ao comportamento do solo no domínio das pequenas a grandes deformações (Kubo 1965, Bureau of Ports and Harbours, 1980; Blaney e O'Neill, 1986; Terashi et al., 1989 e Prakash e Kumar, 1996);
- zona 3 (após o ponto B): trecho horizontal, correspondente à resistência última do solo (domínio das grandes deformações).

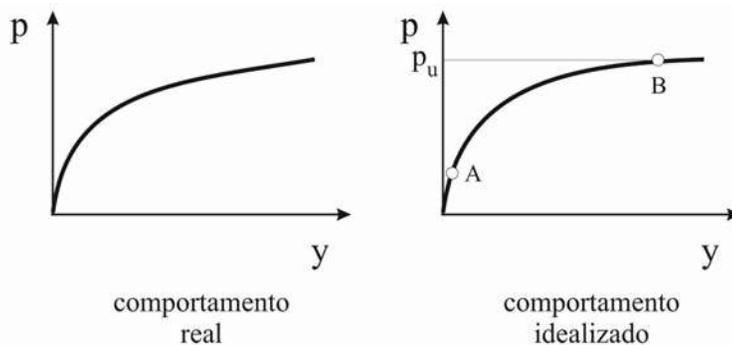


Fig. 40 – Curva 'p-y' derivada do modelo dos três troços (Santos, 1999).

Esta idealização é do ponto de vista conceptual coerente e de acordo com os estudos recentes acerca do comportamento dos solos. Os parâmetros necessários para a sua completa definição são correlacionáveis com parâmetros geotécnicos que podem ser obtidos numa caracterização geotécnica corrente, deixando assim o carácter empírico que tem prevalecido nas metodologias desenvolvidas no passado.

De referir, que o modelo não contempla situações que possam envolver o enfraquecimento do solo envolvente. No entanto, o modelo pode ser facilmente modificado para contemplar estas situações.

O modelo dos três troços foi aplicado com sucesso para reproduzir a resposta das estacas do Oceanário de Lisboa (Santos, 1999) e do campo experimental da FEUP-ISC'2 (Tuna, 2006).

Para uma análise mais rigorosa e detalhada do problema de interação solo-estaca, desenvolveram-se também estudos com base em modelos do meio contínuo tridimensionais.

Varatojo (1995) desenvolveu um modelo numérico que recorre à compatibilização do método dos elementos de fronteira com o método dos elementos finitos. Com o primeiro é descrito o semi-espaço (o solo) e através do segundo é considerada a dimensão finita dos elementos de fundação (as estacas). O modelo apresenta a limitação de considerar apenas o comportamento elástico e linear dos materiais, mas permite considerar interfaces estaca-terreno com comportamento elastoplástico.

Santos (1999) recorreu a um modelo numérico tridimensional baseado no método dos elementos finitos. Adoptou uma lei constitutiva elástica perfeitamente plástica. A lei de fluxo é não associada e o critério de rotura adoptado foi o de Mohr-Coulomb.

Este modelo foi utilizado para simular a resposta das estacas do Oceanário de Lisboa. Na análise crítica dos resultados numéricos e de observação deste caso de obra, atribuiu-se uma atenção acrescida ao comportamento do sistema solo-estaca no domínio das muito pequenas a pequenas deformações, onde o comportamento distorcional do solo foi caracterizado pelos ensaios de coluna ressonante realizados (ver ponto 2.4.1).

O modelo apesar de não ter conseguido reproduzir com rigor toda a evolução da resposta não linear do solo, contribuiu para uma melhor compreensão do problema de interacção solo-estaca, através da análise das tensões e das deformações induzidas no solo.

As análises efectuadas mostraram que para níveis de carga inferiores a um terço da carga horizontal última, a plastificação do solo ocorre apenas para uma zona relativamente restrita junto do topo da estaca. Assim, tal como no caso de estudo da ponte sobre o rio Sado, a aplicação de um coeficiente de segurança global de 3 em relação ao estado limite último por insuficiente capacidade resistente do terreno ou da própria estaca, deverá ser suficiente para garantir que as deformações induzidas no solo sejam relativamente modestas ($<10^{-3}$) e compatíveis com a aplicação da teoria da elasticidade. Esta constatação é particularmente interessante, pois o mesmo tipo de comportamento tem sido observado, já há bastante mais tempo, nas fundações superficiais. Considera-se importante que esta verificação seja tida em conta no dimensionamento corrente.

3.5 – Efeito de grupo

Os ensaios realizados em grupos de estacas das pontes sobre o rio Arade, o rio Guadiana e o rio Sado, bem como as análises numéricas com base em modelos tridimensionais permitiram extrair alguns ensinamentos acerca do efeito de grupo.

A determinação experimental e teórica da distribuição dos esforços na cabeça das estacas permitiu confirmar a existência do fenómeno denominado por efeito de sombra.

Mostra-se na Figura 41 a imagem da distribuição das tensões de corte máximas no solo para um grupo de 9 estacas com maciço rígido no topo (não se representam as estacas nem o maciço, por razões de maior clareza). Esta imagem refere-se a uma situação de cálculo considerando o solo como um meio elástico homogéneo.

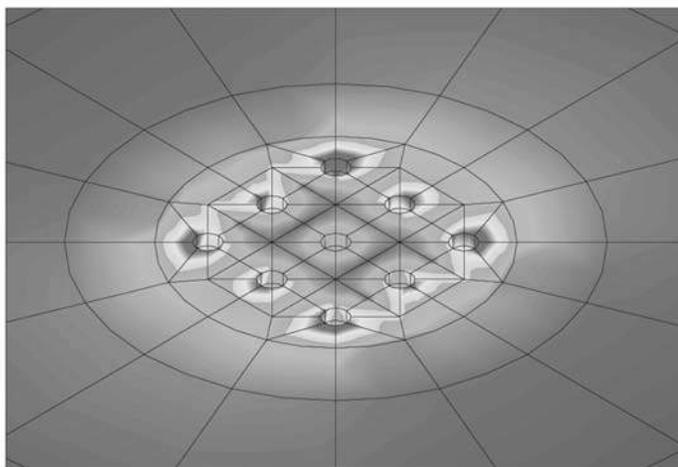


Fig. 41 – Efeito de grupo (Santos, 1999).

A Figura 41 ilustra bem o efeito de sombra nas estacas interiores. Verifica-se, com efeito, uma maior concentração de tensões de corte nas estacas periféricas dos cantos, o que leva a que estas sejam mais solicitadas devido ao efeito de interacção. Num grupo muito numeroso de estacas, este efeito pode ser muito significativo e a sua omissão pode conduzir a um dimensionamento das estacas contra a segurança (Santos e Gomes Correia, 1995a).

Uma análise rigorosa do efeito de grupo envolve um volume de cálculos muito significativo, mesmo em elasticidade linear, o que inviabiliza a sua utilização prática a nível de projecto para a grande maioria das situações. Estas análises tridimensionais efectuadas a nível de investigação são, no entanto, úteis pois permitem a aferição de métodos simplificados baseados no conceito do factor de interacção (Poulos e Davis, 1980; Randolph, 1981; Varatojo, 1995; Santos, 1999 e Sousa Coutinho, 2000).

De referir ainda, que os métodos baseados no modelo elástico linear podem fornecer previsões aceitáveis em termos de deslocamentos, mas quanto à repartição da carga pelas estacas a questão é bastante discutível. Na realidade, os resultados experimentais (McVay et al., 1995) indicam que as estacas da fila da frente são as mais carregadas, e não as dos cantos como mostra o modelo elástico linear. Isto deve-se fundamentalmente ao comportamento não linear do terreno que não é devidamente considerado no cálculo.

Não obstante estas reservas, julga-se que, no estado actual dos conhecimentos, os métodos baseados na teoria da elasticidade linear do meio contínuo são ainda os mais apropriados para o dimensionamento corrente de grupos de estacas, desde que as deformações envolvidas não sejam demasiadamente elevadas de modo a invalidar as hipóteses de base do modelo.

Há que salientar, ainda, que os métodos simplificados baseados no conceito do factor de interacção conduzem a soluções sistematicamente mais flexíveis que as análises rigorosas tridimensionais, e portanto mais desfavoráveis do ponto de vista de dimensionamento. A diferença acentua-se com o aumento do número de estacas e com a redução do espaçamento entre elas.

Recorda-se que, nos métodos simplificados, o problema de interacção é resolvido por sobreposição das interacções correspondentes às diferentes estacas, ignorando a sua presença no meio envolvente. Por outro lado, os factores de interacção são deduzidos a partir de estudos do efeito de grupo entre apenas duas estacas.

Na verdade, a presença das estacas deve contribuir para o aumento da rigidez do sistema, sendo este efeito tanto mais importante quanto maior for o número de estacas, justificando assim as discrepâncias dos resultados.

Nos ensaios de carga realizados constatou-se a não existência de diferenças muito significativas entre os esforços absorvidos pelas diversas estacas de grupo (Sousa Coutinho 1995). Na realidade, os resultados experimentais indicaram uma distribuição de esforços bastante mais homogénea do que aquela que seria expectável obter-se através dos métodos simplificados baseados nos factores de interacção.

Este assunto carece ainda de mais investigação em termos de modelação numérica (utilizando leis constitutivas que melhor reproduzem o comportamento dos solos), mas necessita sobretudo de resultados experimentais para validação dos modelos numéricos.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E PERSPECTIVAS FUTURAS

A análise do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas no topo é um tema que tem despertado a “paixão” de muitos investigadores.

Tentou-se relatar de forma sucinta, mas de modo a realçar os aspectos mais relevantes, os trabalhos desenvolvidos em Portugal nas duas últimas décadas. Citam-se novamente, por ordem cronológica, os trabalhos de investigação apresentados por Varatojo (1986), Guedes de Melo (1987), Portugal (1992), Santos (1993), Sousa Coutinho (1995), Varatojo (1995), Santos (1999) e Tuna (2006) que contribuíram para o avanço do conhecimento nesta área.

É um tema com alguma complexidade, visto que envolve o estudo dos fenómenos que ocorrem na zona crítica em torno da estaca, interacção essa que depende de múltiplos factores e requer uma análise tridimensional do problema considerando o comportamento não linear dos materiais, incluindo a própria estaca.

No estado actual dos conhecimentos, parece que ainda não é possível, para a problemática em estudo, obter-se soluções com elevado grau de aproximação, quando se pretende estimar a rigidez do sistema solo-estaca. Deste modo, a realização de ensaios de carga continua a ser um instrumento indispensável em projectos que exigem um estudo rigoroso e detalhado da resposta do sistema solo-estaca.

Em termos de modelação numérica, grandes avanços foram atingidos nos últimos tempos. No entanto, os aspectos ligados à modelação do processo executivo das estacas terão que ser investigados com maior aprofundamento.

A investigação deverá prosseguir fundamentalmente no domínio da modelação física quer em protótipo, quer em modelo reduzido. Estes estudos experimentais deverão envolver uma caracterização geotécnica do solo adequada e um plano de instrumentação suficientemente detalhado, caso contrário, os trabalhos não terão grande interesse científico. A modelação física com recurso à centrífuga parece ser uma boa via de prosseguimento dos estudos. De referir, que estas experiências laboratoriais executadas em condições bem controladas poderão proporcionar ensinamentos e informações vitais para a aferição dos modelos numéricos.

A investigação também deverá incidir-se sobre o efeito de interacção num grupo de estacas. Os estudos realizados e a informação disponível na bibliografia não são totalmente consensuais e esclarecedoras. De referir, que os resultados experimentais das pontes do rio Arade e do rio Guadiana relativos aos maciços de estacas poderão ser úteis em trabalhos futuros, para validação de modelos numéricos tridimensionais.

5 – AGRADECIMENTOS

Especiais agradecimentos à Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica e à Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pela oportunidade proporcionada para a realização deste relato.

Os agradecimentos gerais às empresas e entidades citadas ao longo do texto, pelo excelente nível dos trabalhos realizados nos campos experimentais e disponibilização dos dados para os estudos de investigação.

Os agradecimentos a todos os colegas que apoiaram o autor na recolha da informação, essa que nunca será perfeita, mas sim o que foi possível, dos quais merece destacar o Eng. José Mateus de Brito pelos elementos relativos ao ensaio de carga da Marina de Vilamoura, o Eng. Fernando Guedes de Melo e o Prof. Pedro Guedes de Melo pelas fotografias do ensaio de carga preliminar da ponte sobre o rio Guadiana, o Eng. António Sousa Coutinho pelos elementos acerca da instru-

mentação utilizada nas pontes do rio Guadiana, do rio Arade e do rio Sado e a Eng^a Catarina Tuna pela selecção e preparação da informação acerca do campo experimental da FEUP-ISC'2.

Por fim, uma especial palavra de amizade e gratidão ao Prof. António Viana da Fonseca, com quem o autor tem desenvolvido trabalhos de investigação nos últimos anos.

Este trabalho insere-se na actividade de investigação do ICIST, unidade da Fundação para a Ciência e a Tecnologia do Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Manual of Concrete Practice (1989). *Deflections of continuous concrete beams*. ACI 435.5 R-73, part 4.
- ASTM-D4254-91 (1991). *Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*. 674-681.
- Banerjee, P. K. e Davies, T. G. (1978). *Behavior of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils*. *Géotechnique* 28, 309-326.
- Blaney, G.W. e O'Neill, M. W. (1986). *Measured lateral response of mass on single pile in clay*. JGE, ASCE, vol. 112, 443-448.
- Broms, B.B. (1964a). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. JSMFD, ASCE, vol. 90, no. 3, 123-156.
- Broms, B.B. (1964b). *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. JSMFD, ASCE, vol. 90 n° 2, 27-63.
- Brown, D.A. e Shie, C-F (1990). *Three dimensional finite element model of laterally loaded piles*. Computers and Geotechnics, vol. 10, no. 1, 59-79.
- Bureau of Ports and Harbours (1980). *Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan*. Ministry of Transport.
- Folque, J.B. e Castro, G. (1961). *Essais de chargement horizontal de pieux très longs*. Proc. 5th ICSMFE, Paris, vol. 2, 55-57.
- Gomes Correia, A. e Santos,, J.A. (1994a). *Métodos de dimensionamento de uma estaca isolada sob acções horizontais*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, no. 71, 51-64.
- Gomes Correia, A. e Santos,, J.A. (1994b). *Behaviour of the foundation piles of Alcácer do Sal bridge under lateral loading*. 3rd International Conference on Deep Foundation Practice, Piletalk International '94, Singapore, 69-75.
- Gomes Correia, A. e Santos,, J.A. (1994c). *Influence of non-linear behaviour of concrete in laterally loading piles design*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu - Paraná, Brasil, vol. 1, 231-238.
- Gomes Correia, A.; Oliveira, C. S. e Santos,, J.A. (1994). *Metodologia para análise das condições de execução do aterro na fundação do Oceanário-Expo'98*. Nota técnica complementar. Relatório do Centro de Geotecnia do IST.
- Guedes de Melo, F.A. (1987). *Comportamento de estacas e de grupo de estacas sob acção de solicitações horizontais estáticas*. Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador-Coordenador, LNEC, Geotecnia.

- Guedes de Melo, F.A. e Esteves Ferreira, M. (1990). *Ensaio de carga horizontal no topo livre duma estaca*. Revista Geotecnia, SPG, no. 59, 37-43.
- Hetenyi, M. (1946). *Beams on elastic foundations*. Ann Arbor, Mich.: Univ. of Mich. Press.
- Kagawa, T. e Kraft, L.M. (1980). *Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings*. Soils and Foundations, JSSMFE, vol. 20, 19-34.
- Kubo, K. (1965). *Experimental study of the behavior of laterally loaded piles*. Proc. of the 6th ICSMFE, vol. 2, 275-279.
- Matlock, H. (1970). *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*. Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, vol. 1, 577-594.
- McVay, M.; Casper R. e Shang, T-I (1995). *Lateral response of three-row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 121, no. 5, 436-441.
- Portugal, J.C. (1992). *Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos.
- Portugal, J.C. (1994). *Dimensionamento de estacas solicitadas lateralmente. O método das curvas p-y*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, no. 71, 29-47.
- Portugal, J.C. e Sêco e Pinto, P.S. (1993). *Analysis and design of piles under lateral loads*. Proc. on the 2nd Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles - BAP II, Ghent, 309-312.
- Poulos, H.G. (1971a). *Behaviour of laterally loaded piles: I-single piles*. JSMFD, ASCE, vol. 97, no. 5: 711-731.
- Poulos, H.G. (1971b). *Behaviour of laterally loaded piles: II-pile groups*. JSMFD, ASCE, vol. 97, no. 5: 733-751.
- Poulos, H.G. e Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons.
- Prakash, S. e Kumar, S. (1996). *Nonlinear lateral pile deflection prediction in sands*. JGE, vol. 122, no. 2, 130-138.
- Randolph, M. F. (1981). *The response of flexible piles to lateral loading*. Géotechnique 31, 247-249.
- Reese, L. C.; Cox, W. R. e Koop, F. D. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Proc. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper OTC 2080, 473-483.
- Reese, L.C. e Welch, R.C. (1975). *Laterally loading of deep foundations in stiff clay*. JGED, ASCE, vol. 101, no. 7, 633-649.
- Reis, A.J.; Brito, J.M.; Pereira, A.P. e Correia, P.S. (1989). *Interação solo-estrutura sob ações sísmicas. O caso da nova ponte sobre o rio Sado e seus viadutos de acesso em Alcácer do Sal*. Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, LNEC, 451-478.
- Santos, J.A. (1993). *Comportamento de estacas verticais sob ação de cargas horizontais estáticas*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos.
- Santos, J.A. (1999). *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob ações horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese submetida ao IST-UTL para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

- Santos, J.A. (2005). *Comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 103, 7-47.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1992). *Uniformização dos limites de comportamento flexível e rígido das estacas sob a acção de cargas horizontais com vista ao respectivo dimensionamento*. 3º Encontro de Mecânica Computacional, FCT-Universidade de Coimbra, vol. 1, G4.1-G4.14.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1995a). *Efeito de interacção num grupo de estacas flexíveis sob acções horizontais*. 5º Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, vol. 2, 277-286.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1995b). *Importância da consideração do comportamento não linear do solo e do betão no dimensionamento de estacas sob acções horizontais*. IV Encontro Nacional de Mecânica Computacional, vol. 2, 877-886, LNEC.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1995c). *Analysis of lateral loading piles behavior using small computers*. International Conference on Education, Practice and Promotion of Computational Methods in Engineering Using Small Computers, EPMESC V, Macau, vol. 2, 1353-1358.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. (1997). *Estacas sob acções horizontais estáticas e sísmicas. Modelação tridimensional através do M.E.F.* 6º Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 1, 465-474, IST, Lisboa.
- Santos, J.A. e Gouveia Pereira, J. (2005). *A10-Auto-Estrada Bucelas/Carregado/IC3, Sublanço Carregado-A1-Benavente, Travessia do Tejo no Carregado. Ensaios de Carga em Estacas Experimentais*. Relatório de Análise – EP 40/05.
- Santos, J.A.; Proença, J.M.S.F.M.; Gomes Correia, A.; Branco, F.A.B. e Guerra, N.M.C. (1995). *Ensaio de Carga Horizontal em Estacas da Fundação do Oceanário, Expo'98*. Relatório do Centro de Geotecnia do IST (CG/95/2).
- Sêco e Pinto, P.S. e Oliveira, R. (1998). *A recent difficult foundation problem: the case of the new Tagus bridge*. 4th Int. Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri, paper no. SPL-2.
- Sêco e Pinto, P.S. e Sousa Coutinho, A.G. (1991). *Single pile and pile group tests under lateral loads performed in Gadiana bridge*. Proc. of 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, 539-542.
- Sêco e Pinto, P.S.; Guedes de Melo, F. e Sousa Coutinho, A.G. (1989). *Ensaios de estacas submetidas a cargas horizontais*. 3º Encontro Nacional de Geotecnia, vol. 2, Porto, G-41 a G-55.
- Sousa Coutinho, A.G. (1995). *Comportamento de estacas verticais carregadas lateralmente à superfície do terreno*. Tese submetida para obtenção de grau de Doutor em Engenharia Civil pelo IST-UTL no âmbito do protocolo de cooperação entre o IST e o LNEC.
- Sousa Coutinho, A.G. (2000). *Prediction of horizontal load/displacement curves of pile groups based on results of single pile tests*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, nº 5, 951-962.
- Sousa Coutinho, A.G. (2006). *Data reduction of horizontal load full scale tests on bored concrete piles and pile groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, June (in press).
- Sousa Coutinho, A.G.; Toco Emílio, F.; Almeida Garrett, J. e Tavares Cardoso, E. (2000). *Instrumentation of bored-and-cast-in-place concrete piles for horizontal load tests*. Geotechnical Testing Journal, American Society for Testing and Materials, Volume 23, nº 3, 327-337.

- Sullivan, W. R.; Reese, L. C. e Fenske, C. W. (1980). *Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay*. Numerical Methods in Offshore Piling, The Institution of Civil Engineers, London, 135-146.
- Tavares Cardoso, E.; Toco Emílio, F. e Almeida Garret, J.L. (1989). *Instrumentação de estacas para a realização de ensaios sob cargas horizontais*. 3º Encontro Nacional de Geotecnia, vol. 2, Porto, G-27 a G-40.
- Tecnasol-FGE (2005). *Ensaio de carga em estacas de betão armado*. Documentação interna.
- Terashi, M.; Kitazume, M. e Kawabata, K. (1989). *Centrifuge modeling of a laterally loaded pile*. Proc. of the XII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 991-994.
- Trochanis, A. M.; Bielak, J. W. e Christiano, P. (1991). *Three Dimensional Nonlinear Study of Piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 117, nº 3, 429-447.
- Tuna, C. (2006). *Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais*. Dissertação de mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP.
- Varatojo, A.P.C. (1986). *Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos.
- Varatojo, A.P.C. (1995). *Estacas carregadas horizontalmente. Análise e dimensionamento*. Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor em Geotecnia, especialidade de Mecânica dos Solos, pela FCT-UNL.
- Varatojo, A.P.C. e Parreira, P. (1993). *Laterally loaded pile analysis using a 3D BEM formulation*. Proc. on the 2nd Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles - BAP II, Ghent, 323-326.
- Vesic, A. (1956). *Contribution à l'étude des fondations sur pieux verticaux et inclinés*. Annales des Travaux Publics de Belgique, no. 6.
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J. A., Almeida, F., Pereira, E., Feliciano, J., Grade, J. e Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical, and mechanical testing techniques*. Geotechnical and Geological Engineering, Springer, vol.24, 1307-1348.
- Viana da Fonseca, A.; Tuna, C. e Santos, J.A. (2004). *Ensaio de carga horizontais em estacas executadas em solo residual de granito*. V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo – BIC 2004, vol. 2, 69-81, São Paulo, Brasil.

CAMPOS EXPERIMENTAIS BRASILEIROS

Brazilian Experimental Research Sites

Erinaldo H. Cavalcante*, Fernando A. B. Danziger**, Herald L. Giacheti***
Roberto Q. Coutinho****, Adriano Souza, Alessander 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,
Nelcí 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 Sarapuú, 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 Sarapuú (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 ²)	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

Campo	Pessoas envolvidas	Principais pesquisadores
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.
Total	133	

* 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 colapsível. 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 Guabirota, 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 GEGEP-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 Instituição de Origem	Cidade	Teses e dissertações concluídas*	
		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

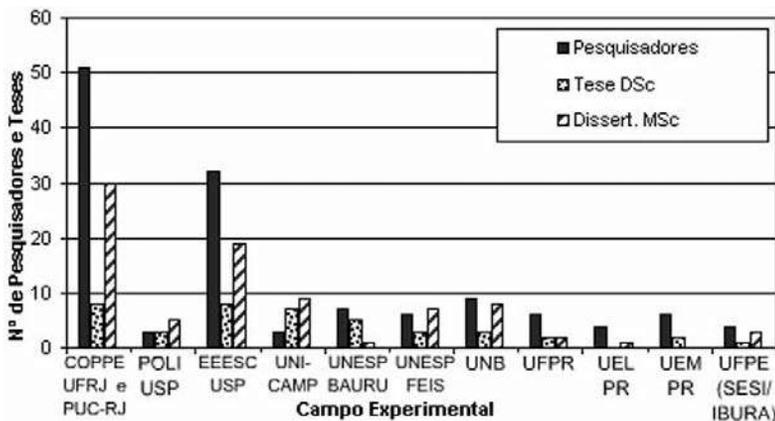


Fig. 2 – Número de pesquisadores envolvidos diretamente com cada campo experimental e quantidade de teses

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 g/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 caulínicos, que são os constituintes dominantes, ocorrendo pouca illita (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).

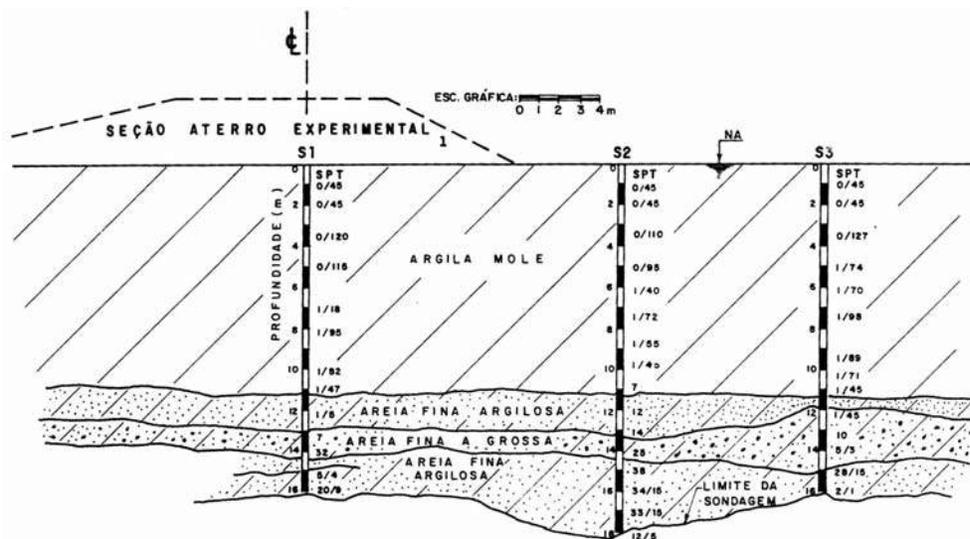


Fig. 3 – Perfil geotécnico da área do aterro experimental I (Ortigão, 1980).

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 Sarapuí 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).

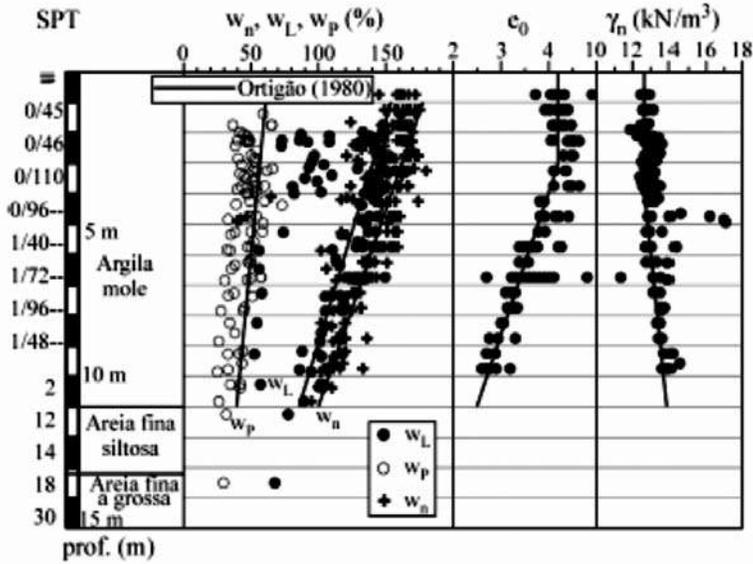


Fig. 4 – Características geotécnicas do depósito de Sarapuí (linhas cheias representam valores médios da área dos aterros). Dados de Ortigão (1975; 1980), Coutinho (1976), Duarte (1977), Collet (1978), Vieira (1988), Barbosa (1990) e Lima (1993) coletados por Almeida et al. (2005).

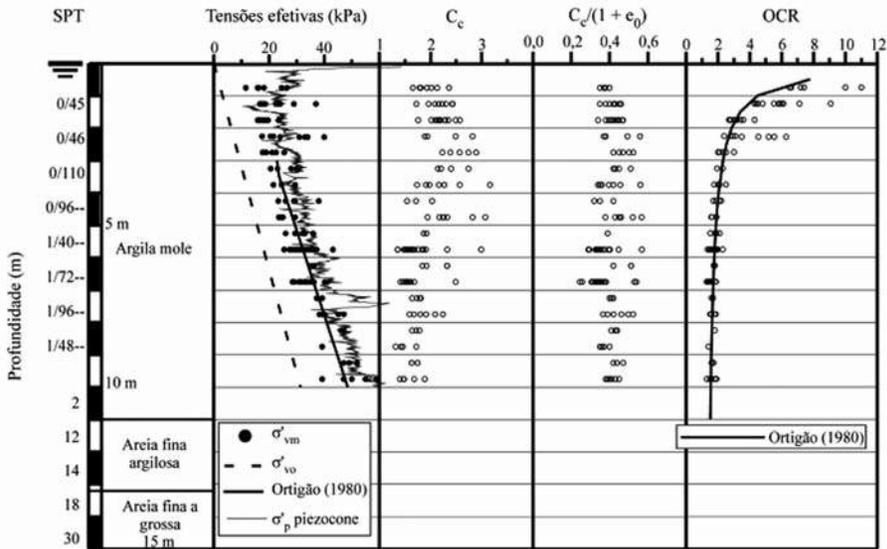


Fig. 5 – Perfis de tensões e parâmetros de compressibilidade (linhas cheias representam valores médios da área dos aterros). Dados de Ortigão (1975; 1980), Coutinho (1976), Duarte (1977), Vieira (1988), Carvalho (1989), Barbosa (1990), Lima (1993) e Bezerra (1996) coletados por Almeida et al. (2005).

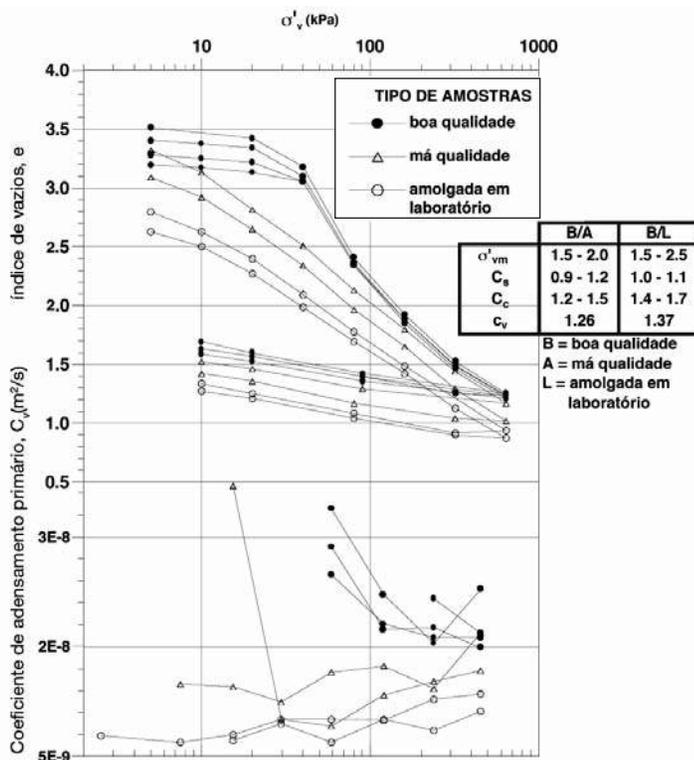


Fig. 6 – Ensaios de adensamento em amostras de diferente qualidade (Coutinho, 1976, adaptado por Almeida et al., 2005).

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).

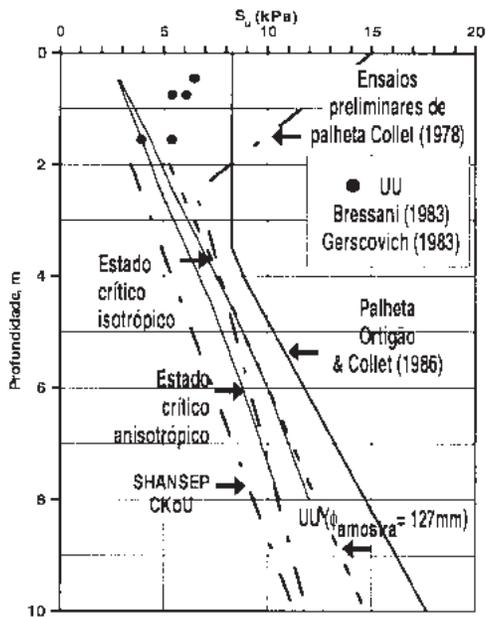


Fig. 7 – Resistência não drenada obtida a partir de diferentes ensaios (Almeida et al., 2005).

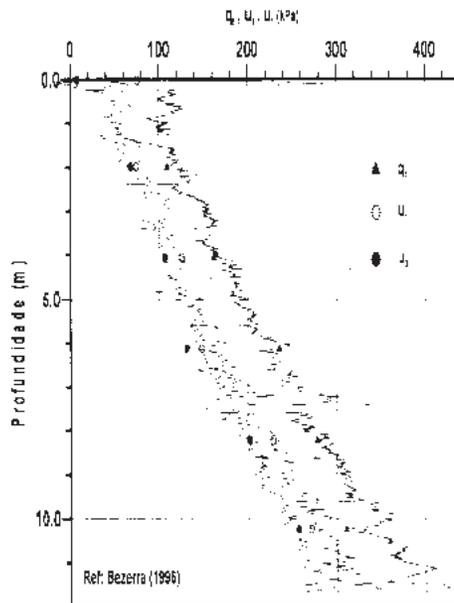


Fig. 8 – Ensaio de piezocone. Valores de q_T , u_1 e u_2 versus profundidade (Bezerra, 1996).

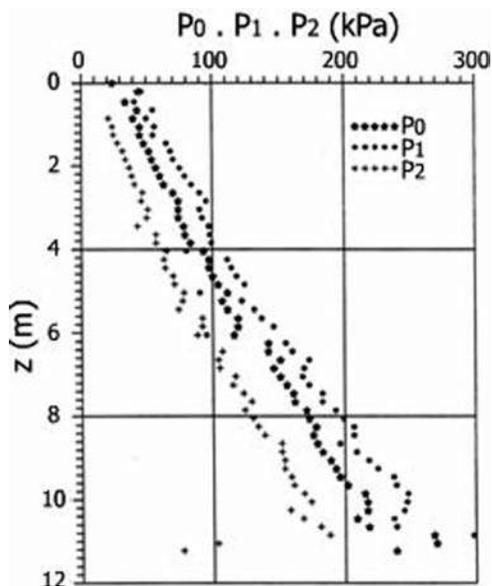


Fig. 9 – Ensaio de dilatômetro. Valores de p_0 , p_1 e p_2 versus profundidade (Vieira, 1994).

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).

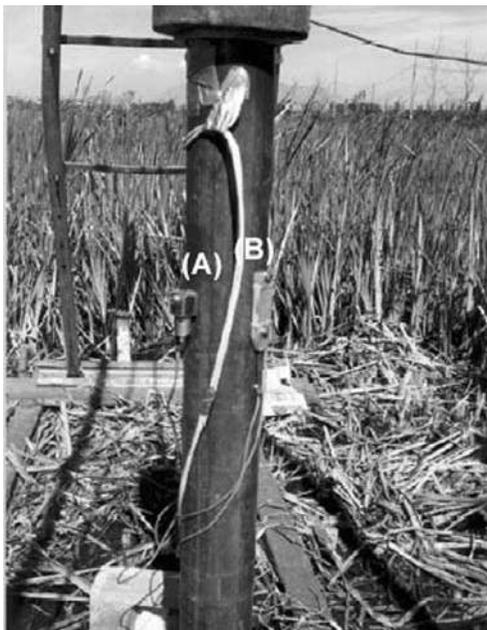


Fig. 10 – Detalhe da estaca-modelo com sua instrumentação de topo: (A) acelerômetro; (B) defômetro (Alves, 2004).

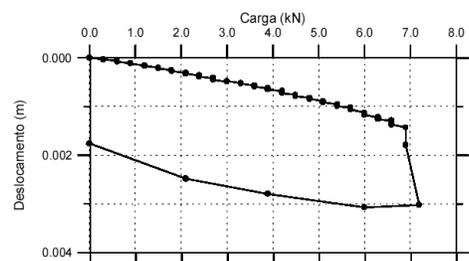


Fig. 11 – Resultado de prova de carga rápida em estaca instrumentada (Alves, 2004).

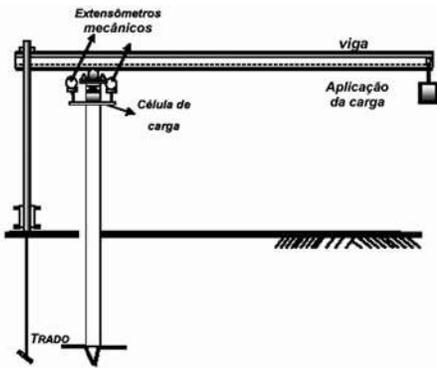


Fig. 12 – Montagem do ensaio de fluência (Francisco, 2004).



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

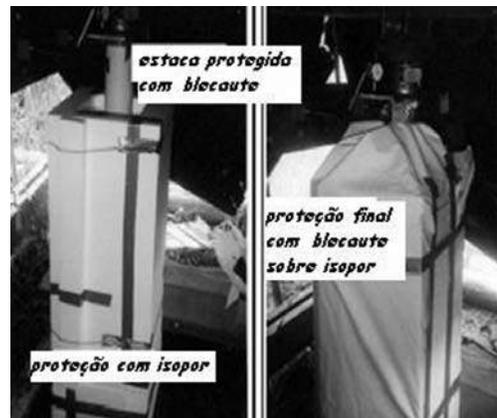


Fig. 14 – Proteção térmica do ensaio de fluência (Francisco, 2004).

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 Sarapuí 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 Sarapuí 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.

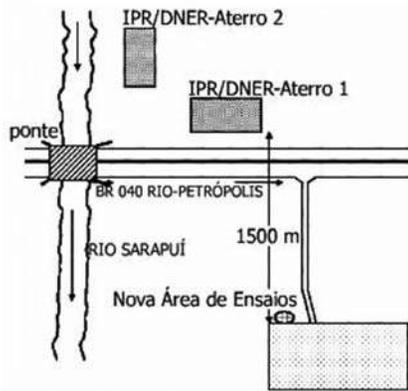


Fig. 15 – Localização do campo experimental II (no lado oposto da rodovia BR-040) de Sarapuí em relação aos aterros experimentais na área teste original (Francisco, 2004).

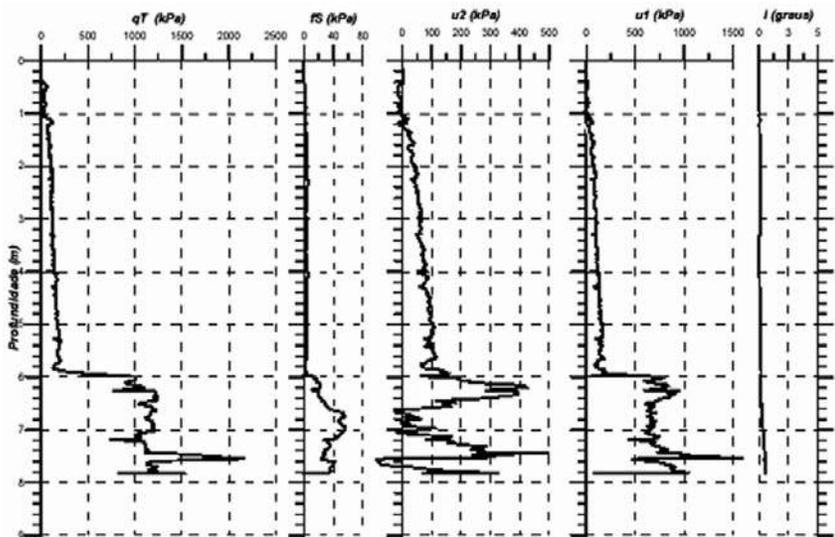


Fig. 16 – Ensaios de piezocone no campo experimental II (Francisco, 2004).

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 frequentemente 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).

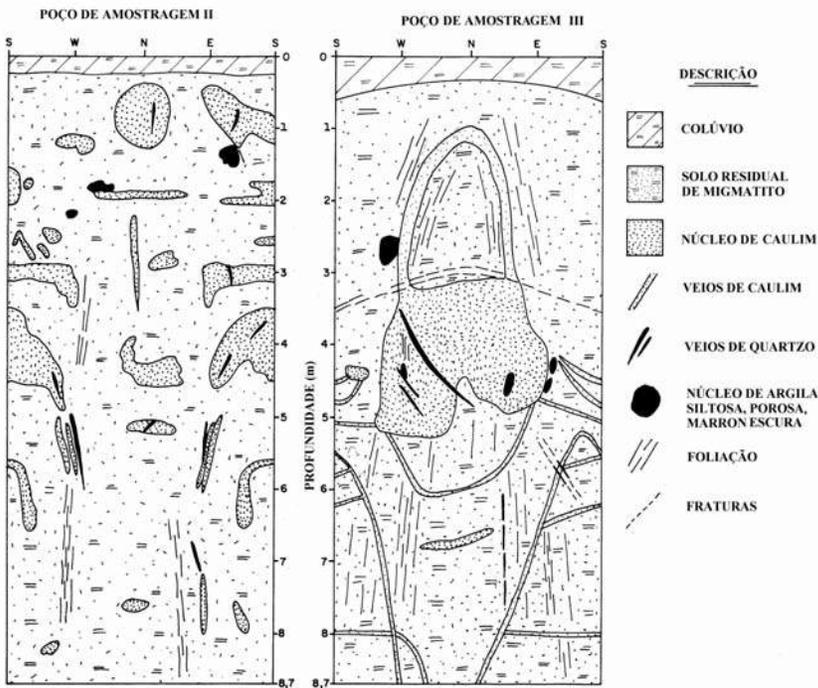


Fig. 17 – Vistas esquemáticas dos poços de amostragem II e III – campo experimental da EPUSP.

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%.

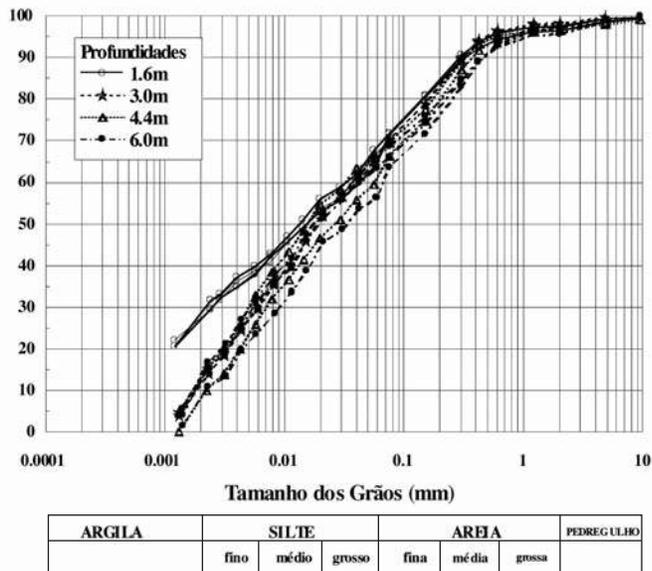


Fig. 18 – Curvas granulométricas típicas do solo presente no campo experimental da EPUSP (Vieira e Marinho, 2001).

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, σ_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 (%)	γ (kN/m ³)	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		
σ_a (kPa)	C_c	k (m/s)	$w_{ót}$ (%)	$\gamma_{smáx}$ (kN/m ³)		
400 – 600	0,3 – 0,4	$2 \times 10^{-7} - 2 \times 10^{-8}$	19 – 24	15,5 – 16,9		

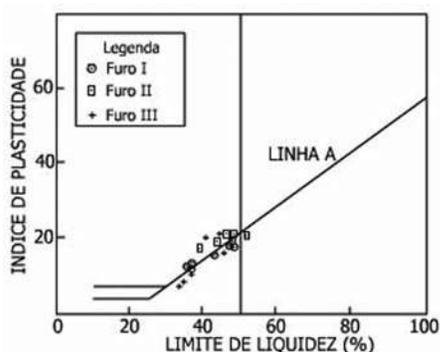


Fig. 19 – Carta de plasticidade obtida de três poços de amostragem – campo experimental da EPUSP.

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 (σ_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 (ϕ) da mesma ordem, mas interceptos de coesão (c) bem distintos: 20 kPa para o caulim e 100 kPa para o migmatito.

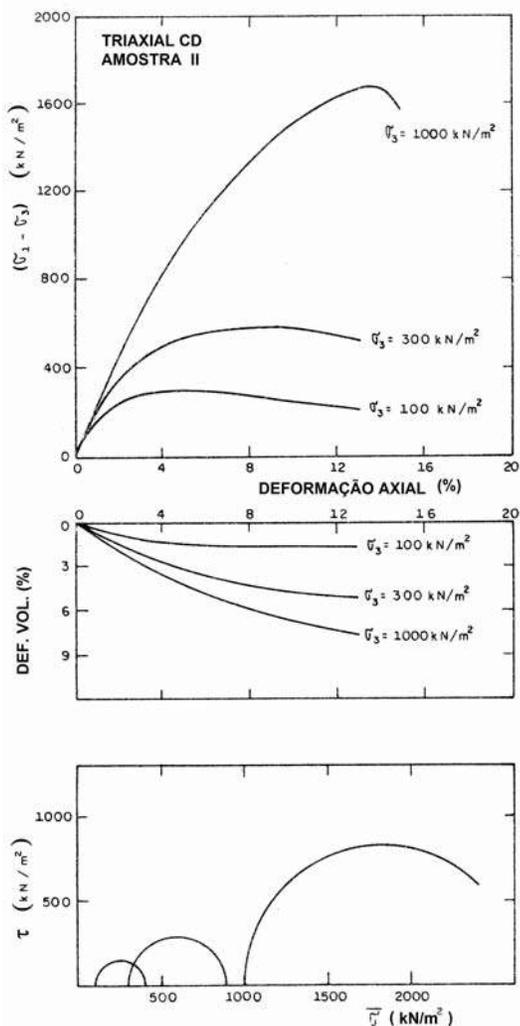


Fig. 20 – Resultados de ensaios triaxiais CD e respectivos círculos de Mohr.

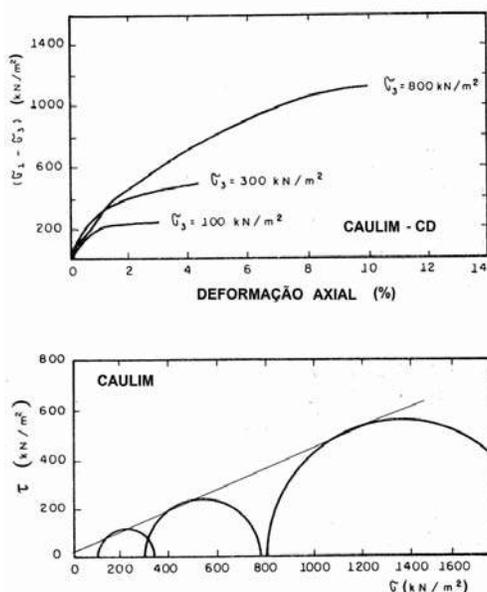


Fig. 21 – Resultados de ensaios triaxiais em caulim.

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, $G_{m\acute{a}x}$, para diferentes valores de pressão confinante. Os módulos variaram de 130 MPa (para σ_3 igual a 100 kPa) a 220 MPa (para σ_3 igual a 300 kPa).

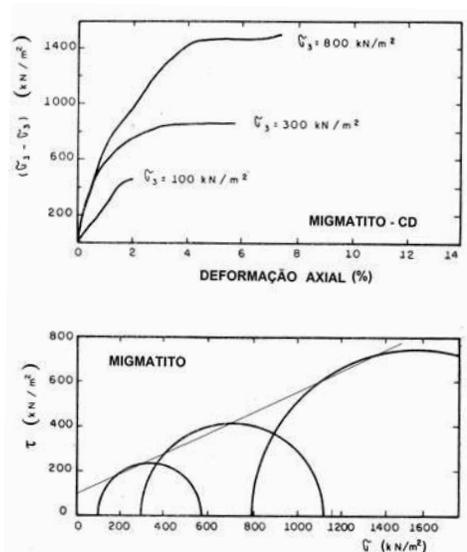


Fig. 22 – Resultados de ensaios triaxiais em migmatito.

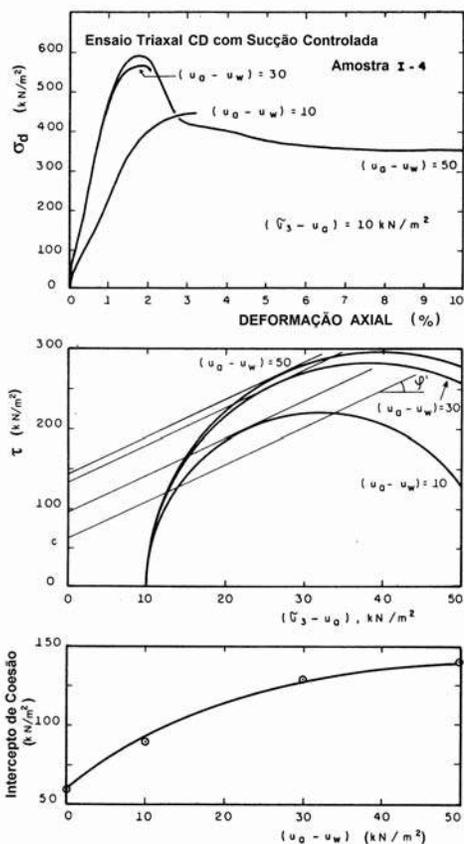


Fig. 23 – Resultados de ensaios com sucção controlada.

Ensaio 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.

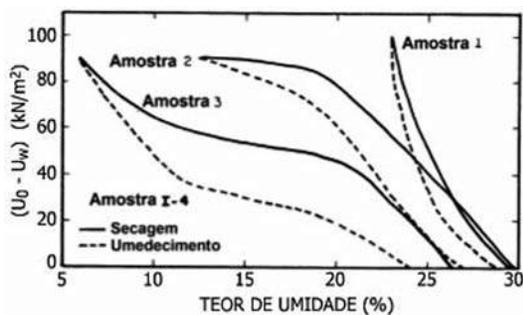


Fig. 24 – Curvas de retenção de umidade.

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.^a 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 – Paineis 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
γ_d (kN/m ³)	12,5	13,6	13,8	14,3	14,4	14,7	15,2	16,1	16,6
γ (kN/m ³)	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

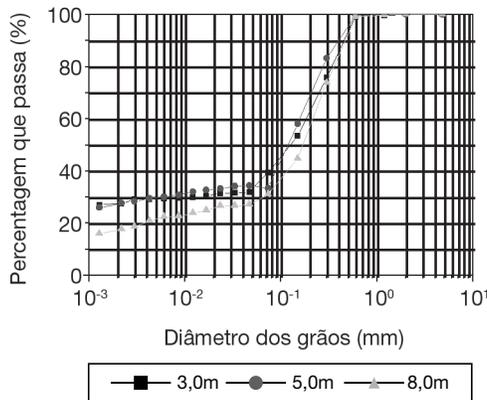


Fig. 25 – Curvas granulométricas obtidas para as profundidades de 3,0, 5,0 e 8,0 m, em relação à superfície do terreno (Machado, 1998).

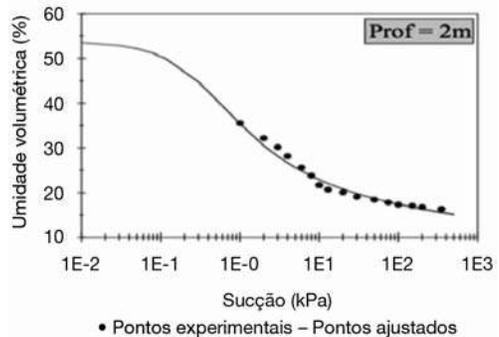


Fig. 26 – Curva característica de sucção do solo para a profundidade de 2 metros (Machado, 1998).

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

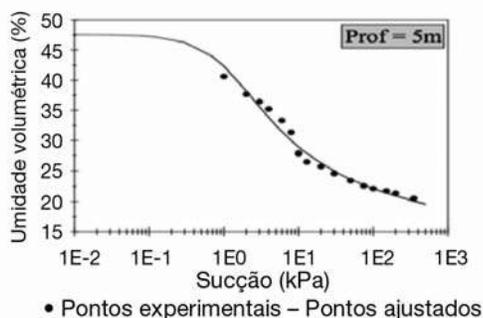


Fig. 27 – Curva característica de sucção do solo para a profundidade de 5 metros (Machado, 1998).

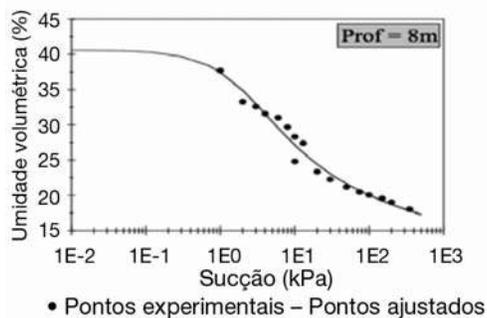


Fig. 28 – Curva característica de sucção do solo para a profundidade de 8 metros (Machado, 1998).

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).

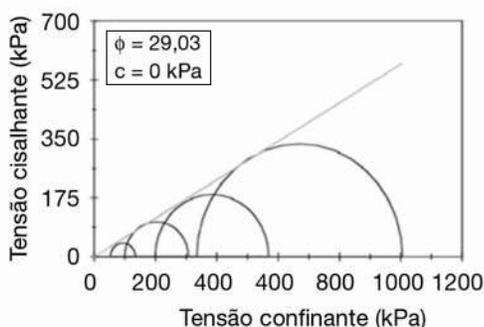


Fig. 29 – Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade igual a 2,0 metros.

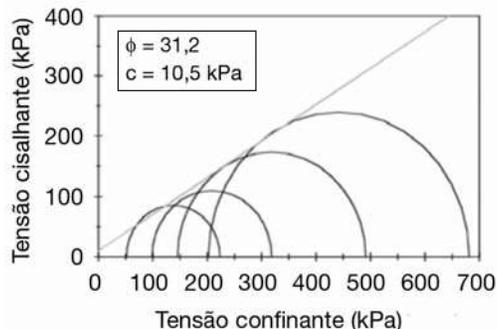


Fig. 30 – Envoltória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade igual a 5,0 metros.

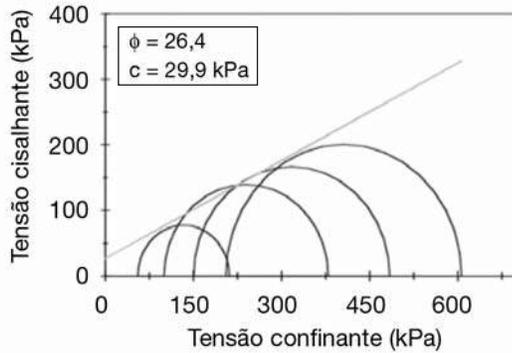


Fig. 31 – Envolvória de resistência obtida para o solo saturado, profundidade igual a 8,0 metros.

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 fofo (Sedimento Cenozóico) que atinge aproximadamente 6,4 m de profundidade. Abaixo desta camada aparece uma

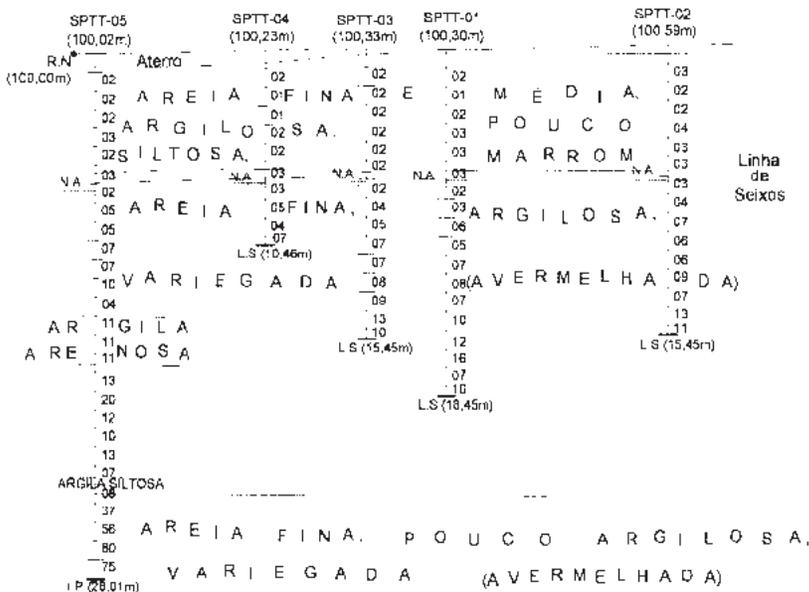


Fig. 32 – Sondagens à percussão da terceira campanha, realizada em 1999.

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.

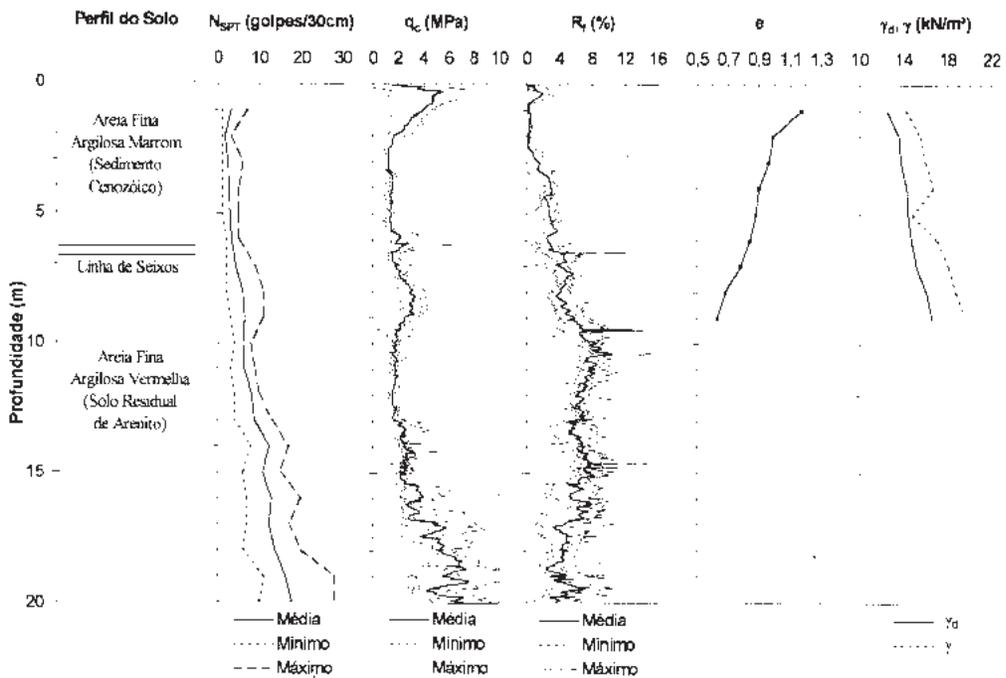


Fig. 33 – Resultados de ensaios penetrométricos de SPT e CPT elétrico.

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.

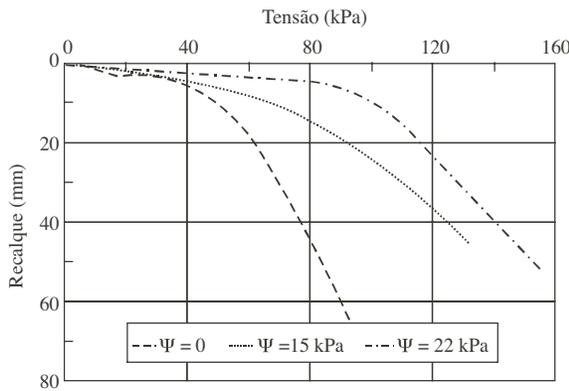


Fig. 34 – Curvas tensão x recalque de provas de carga sobre placa em solo não-saturado com diferentes sucções (Costa, 1999).

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 extens metros elétricos (strain-gages), em seis níveis e extens metros 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 realiza o dos ensaios, obter separadamente as parcelas de resistência de base e por atrito lateral.

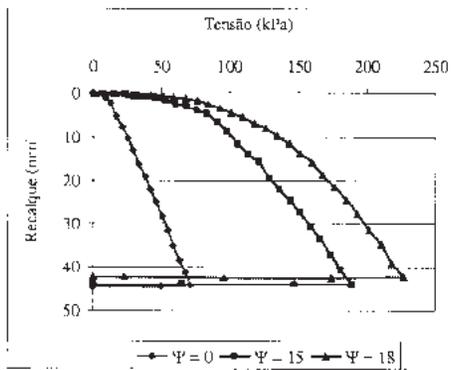


Fig. 35 – Curvas tensão x recalque para a placa de diâmetro 0,20 m (Vianna, 2005).

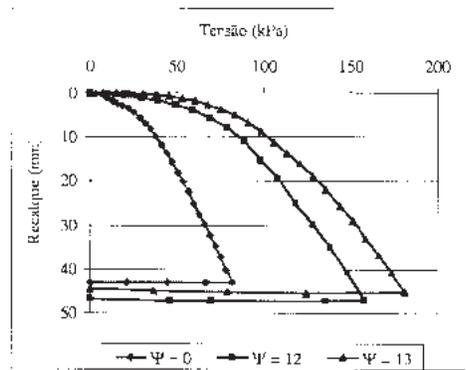


Fig. 36 – Curvas tensão x recalque para a placa de diâmetro 0,40 m.

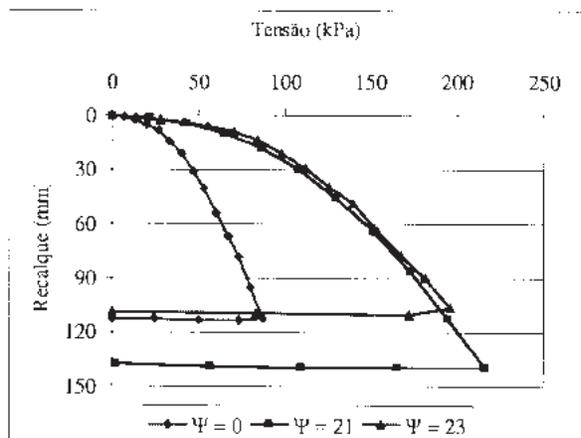


Fig. 37 – Curvas tensão x recalque para a placa de diâmetro 1,50 m

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   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.

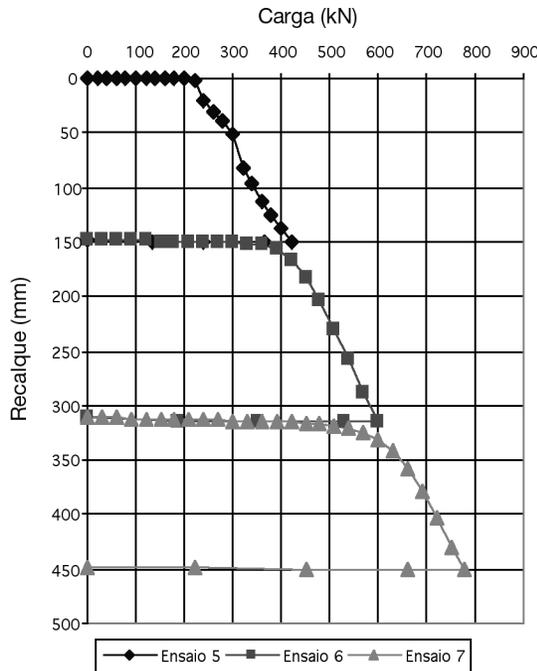


Fig. 38 – Curvas carga-recalque de três sucessivos ensaios realizados no mesmo tubulão.

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).

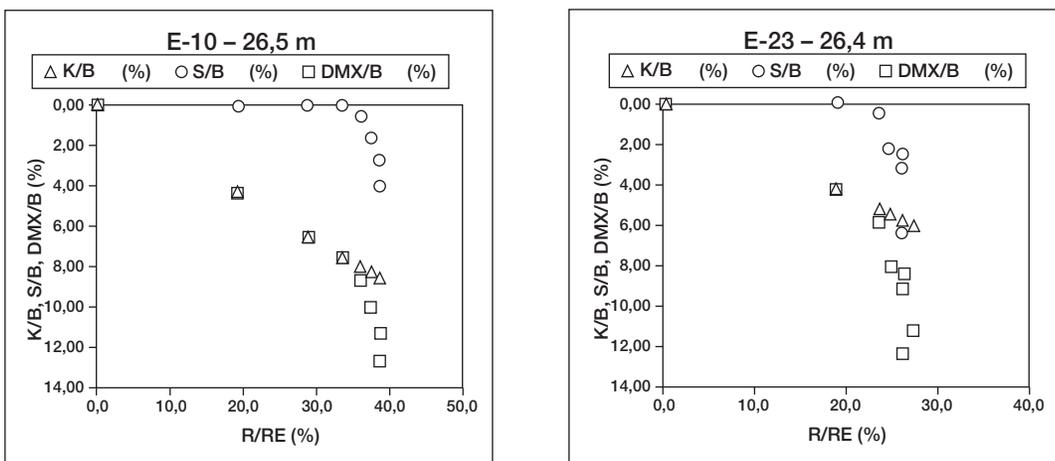


Fig. 39 – Curvas adimensionalizadas da variação dos deslocamentos com as resistências mobilizadas.

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 km² da região de Campinas, ocupando 14% da área total.

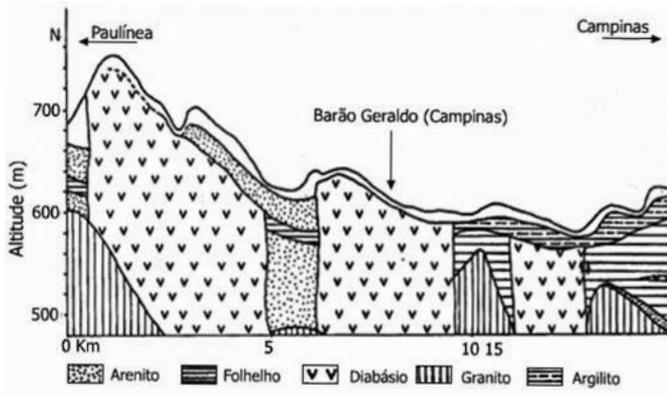


Fig. 40 – Perfil geológico da região de Campinas (Zuquette, 1987).

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/m³. Ensaio de compressão edométrica, realizados em amostras saturadas, forneceram os valores de índice de compressão C_c e tensão de pré-adensamento σ_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 σ_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.

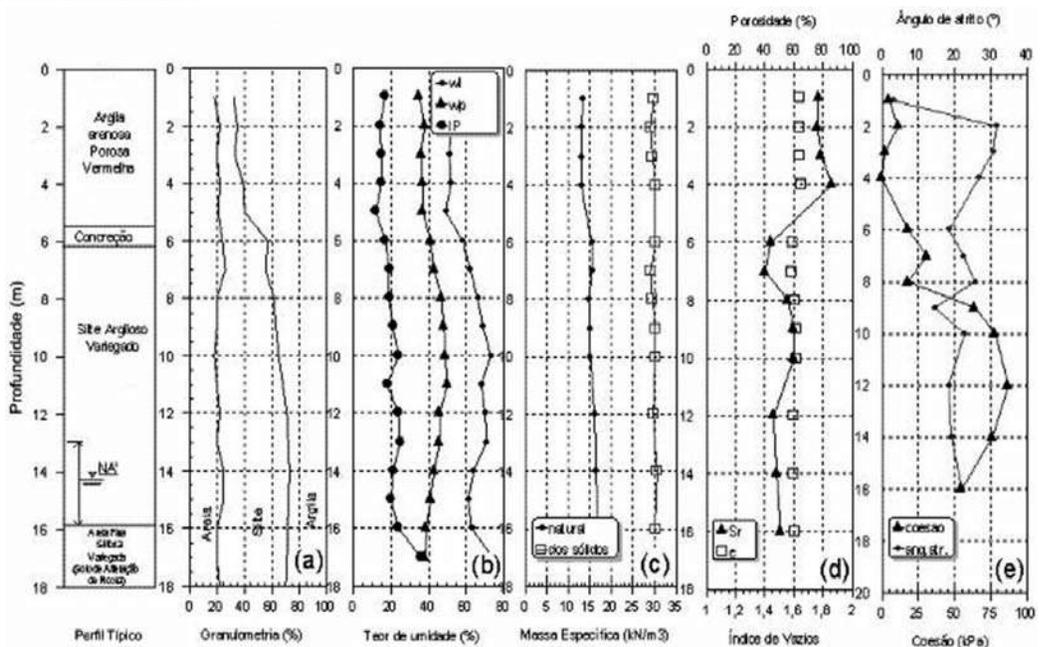


Fig. 41 – (a) Distribuição granulométrica; (b) Limites de Atterberg; (c) e (d) Índices físicos médios determinados em ensaios de laboratório e correlações (e) Parâmetros de resistência (tensões totais) obtidos a partir de ensaios triaxiais (CU).

3.4.2.2 – Ensaio 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_c) para ensaios de com equipamento mecânico e elétrico estão representados nas Figuras 43f, 43g e 43e, respectivamente.

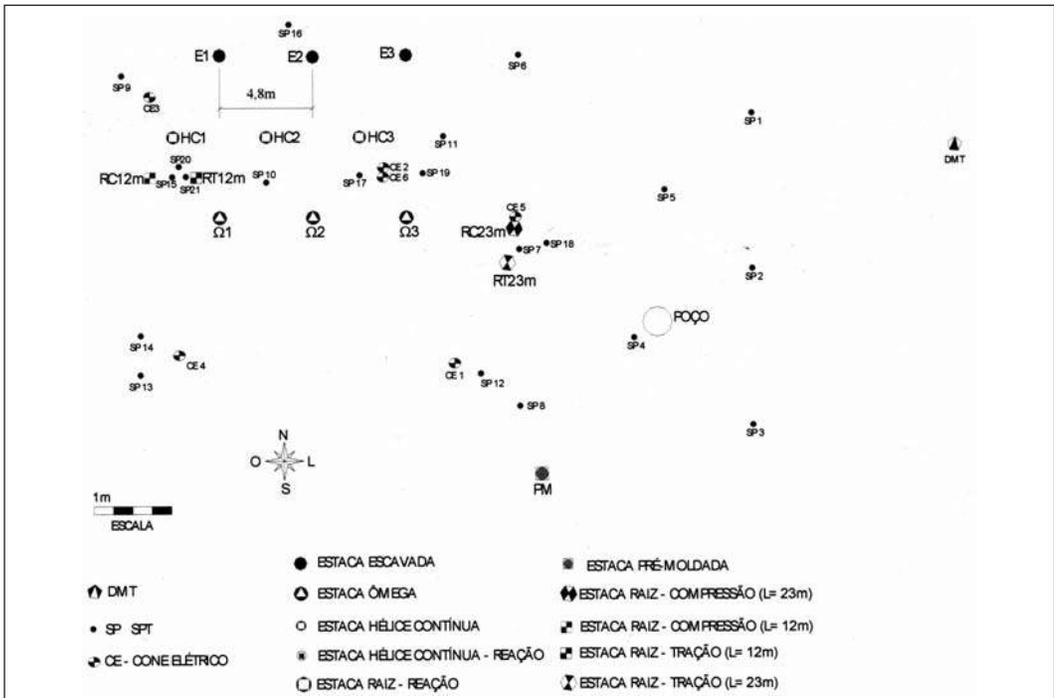


Fig. 42 – Localização dos ensaios de campo e das estacas ensaiadas.

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

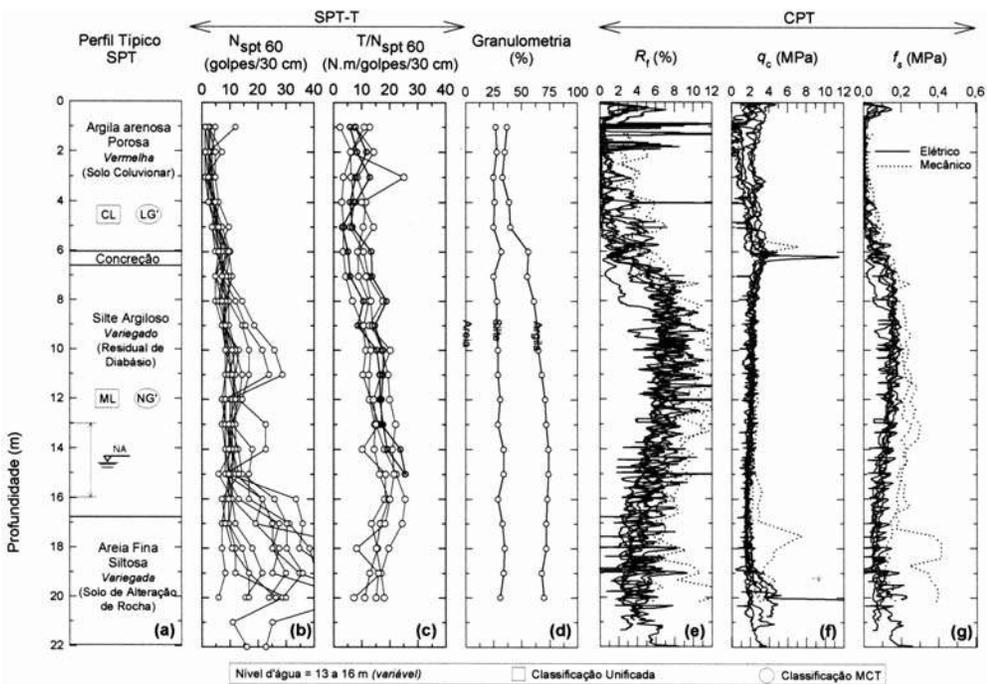


Fig. 43 – Resultados de ensaios SPT-T e CPT mecânico e elétrico (adaptado de Giacheti et al., 2004).

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. Ensaios realizados 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.

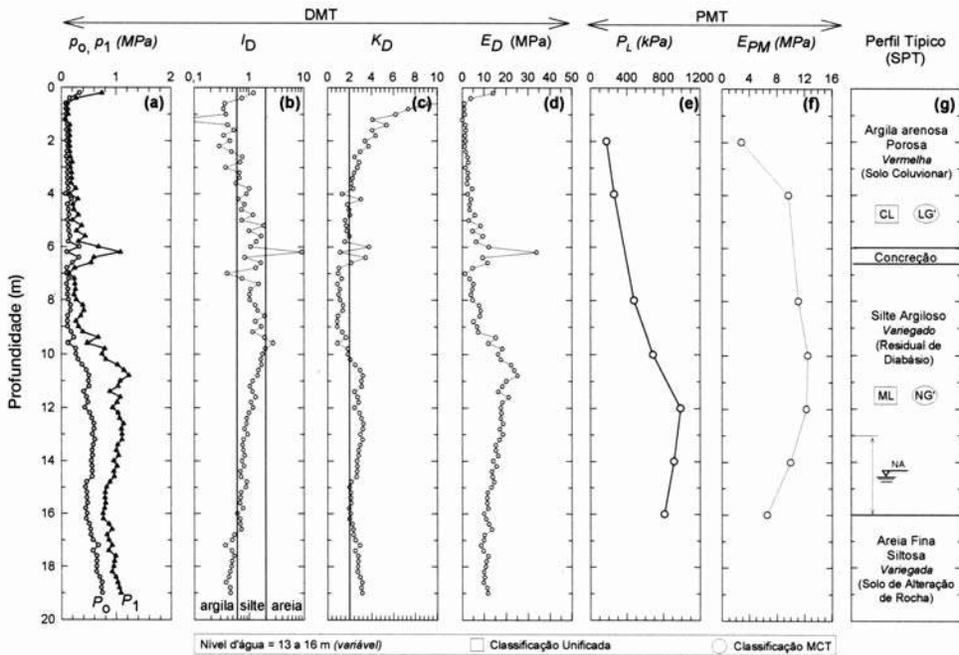


Fig. 44 – (a) Valores de p_0 e p_1 (b) I_D , (c) K_D e (d) E_D do ensaio DMT e valores de (e) P_L e (f) E_{PM} do pressômetro de Ménard versus a profundidade (adaptado de Giacheti et al., 2006).

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	
Escavada (sem lama bentonítica)* L = 12 m $\phi = 0,40$ m	Tração, E3		605	38	
	Horizontal, E1		24	1	
	Horizontal, E2		66	22	
	Horizontal, E3		54	8	
	Horizontal	Inundado	13	14	
	Compressão, E1		960	80	
	Compressão, E2		975	86	
	Compressão, E3	Natural	720	88	
	Horizontal, E1		24	2	
	Horizontal, E2		66	24	
Hélice contínua* L = 12 m $\phi = 0,40$ m	Horizontal, E3		54	11	
	Horizontal	Inundado	13	30	
	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	
Hélice tipo ômega* L = 12 m $\phi = 0,37$ m	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	
	Compressão e tração	Natural e Inundado		Em execução	
	Raiz* L = 12 m $\phi = 0,40$ m	Compressão e tração	Natural e Inundado		Em execução
Perfil Metálico (comprimentos variados)					
Perfil Trilho (comprimentos variados)					

* Instrumentada em profundidade com “strain-gages”

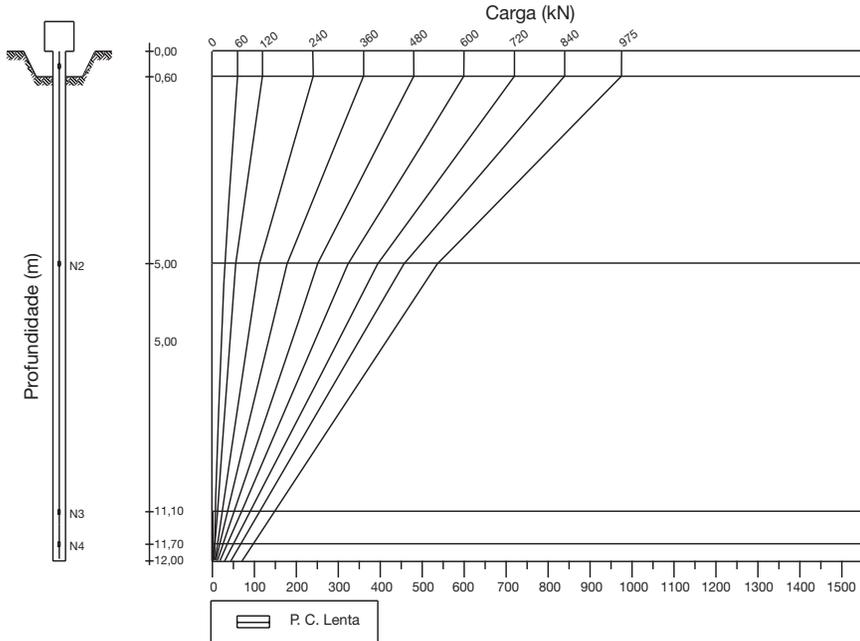


Fig. 45 – Curvas de transferência de carga da estaca hélice contínua N° 2.

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 m² 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 Mio (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 colúviais 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 colapsível.

Ensaio 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.

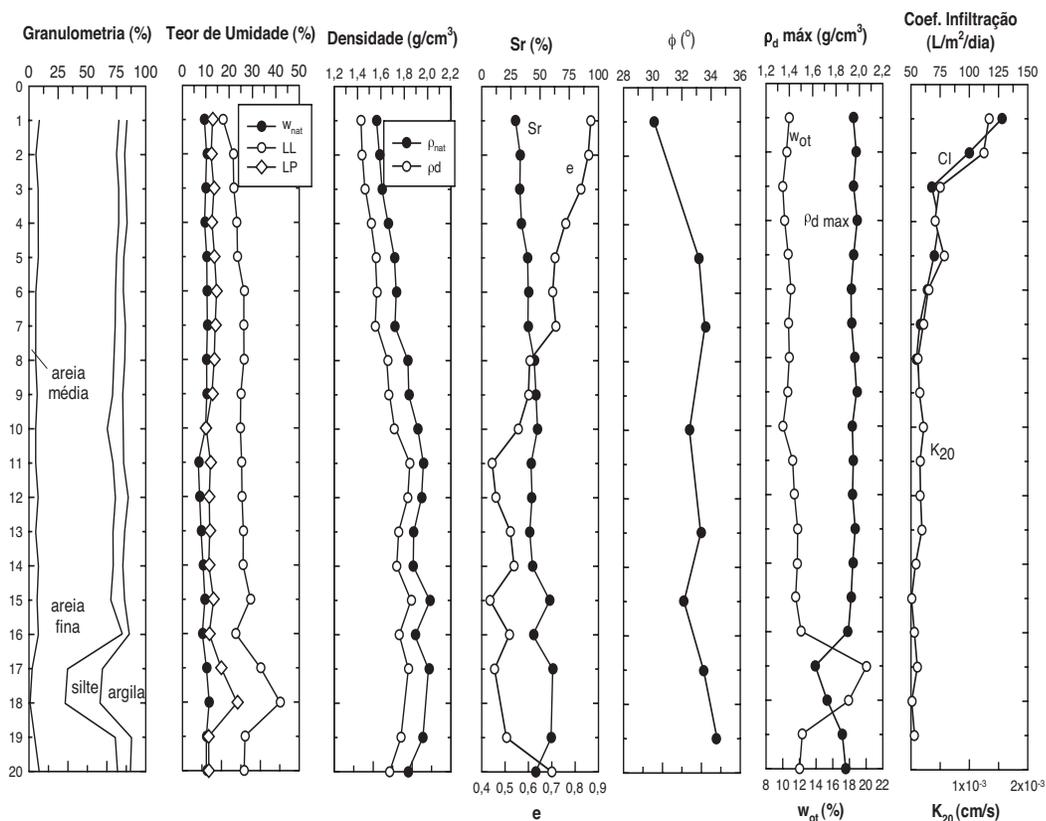


Fig. 46 – Síntese de resultados de ensaios de laboratório realizados no campo experimental (Giacheti et al., 1998)

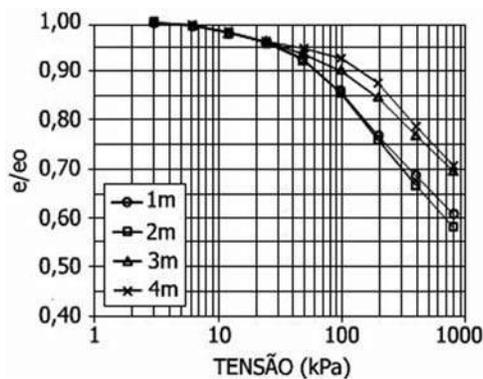


Fig. 47 – Curvas de compressão edométrica, média de três corpos de prova para cada profundidade, na umidade natural (Agnelli, 1997).

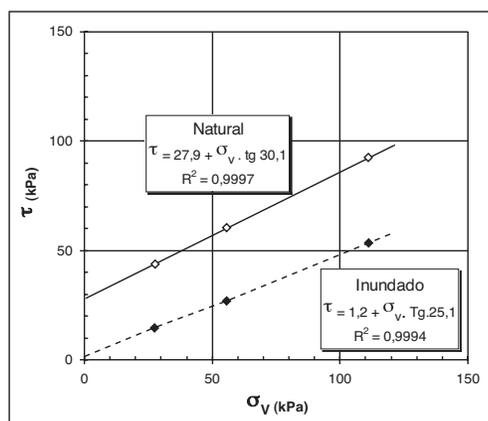


Fig. 48 – Resultado de ensaio de cisalhamento direto realizado em corpos de prova de amostra coletada a 1 m de profundidade, na umidade natural e após inundação (Yamada, 1999).

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

Profundidade (m)	Parâmetros de adensamento			Colapsibilidade	
	σ'_v (kPa)	σ'_{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.

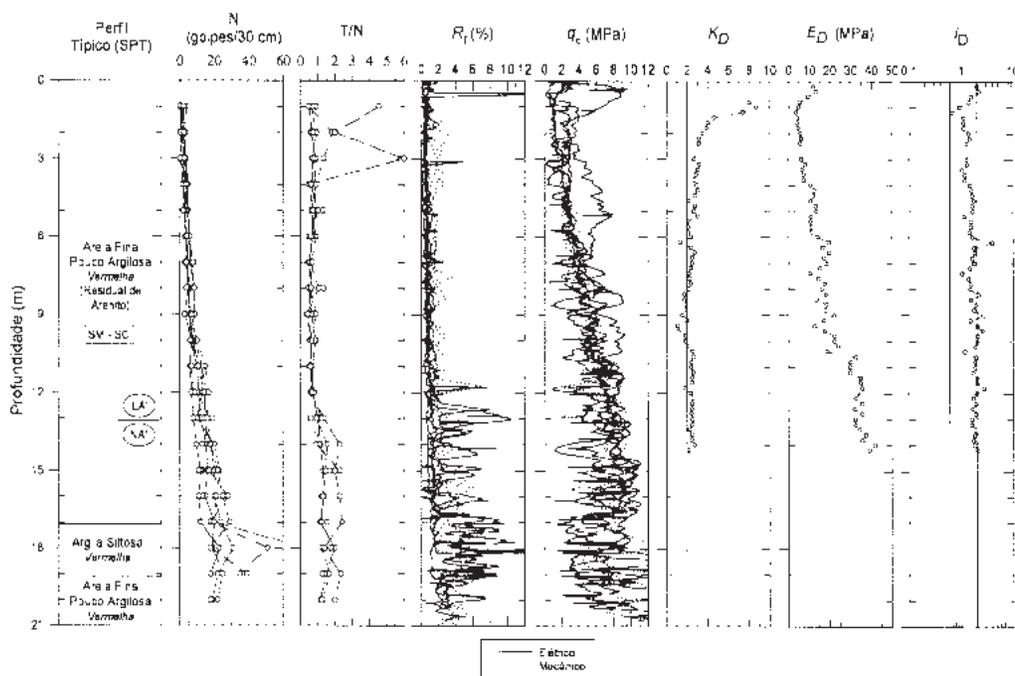


Fig. 49 – Síntese dos resultados dos ensaios SPT e CPT elétrico e mecânico e DMT realizados no Campo Experimental da UNESP – Bauri (adaptado de Ferreira, 1998; Peixoto 2001; Giacheti et al., 2004 e Giacheti et al., 2006)

Giacheti (2001) realizou ensaios cross-hole no campo experimental da UNESP – Bauri 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 (σ_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).

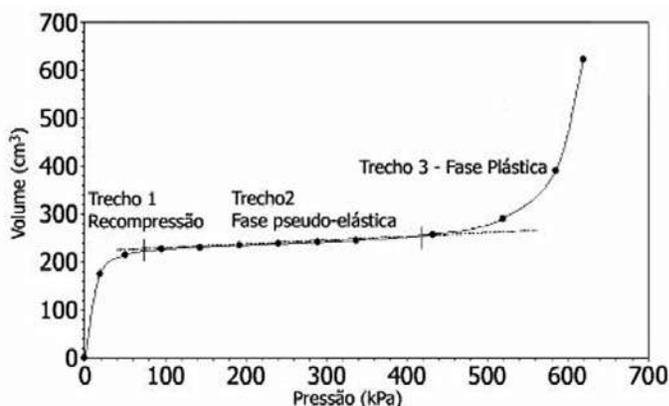


Fig. 50 – Curva pressiométrica corrigida obtida a 8,0 m de profundidade, típica daquelas obtidas nos demais ensaios realizados no campo experimental da UNESP – Bauru (Cavalcante et al., 2005).

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” 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.

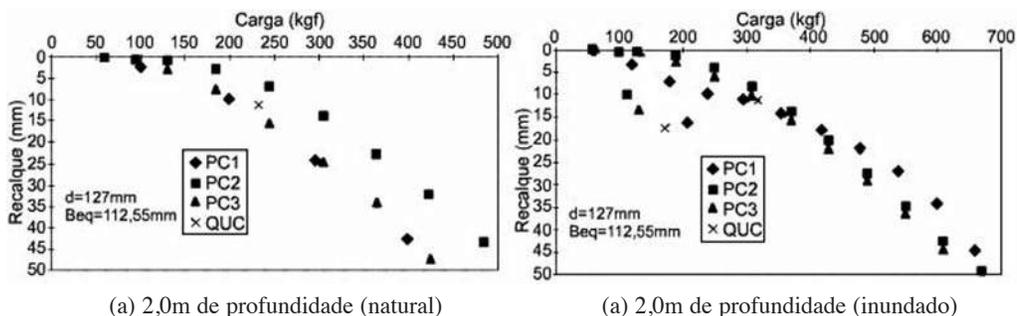


Fig. 51 – Resultados de provas de carga sobre mini-placa em solo natural do campo experimental da UNESP – Bauru (Décourt e Quaresma Filho, 1996).

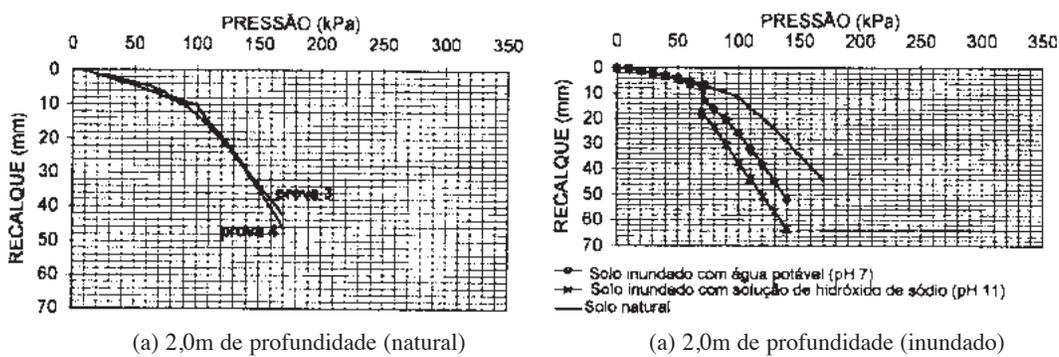


Fig. 52 – Resultados de provas de carga sobre mini-placa em solo natural do campo experimental da UNESP – Bauru (Décourt e Quaresma Filho, 1996).

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	0,25	4	1	2
compressão	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_{ponta} (kN)	$Q_{\text{atrito lateral}}$ (kN)	Q_{rup} (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

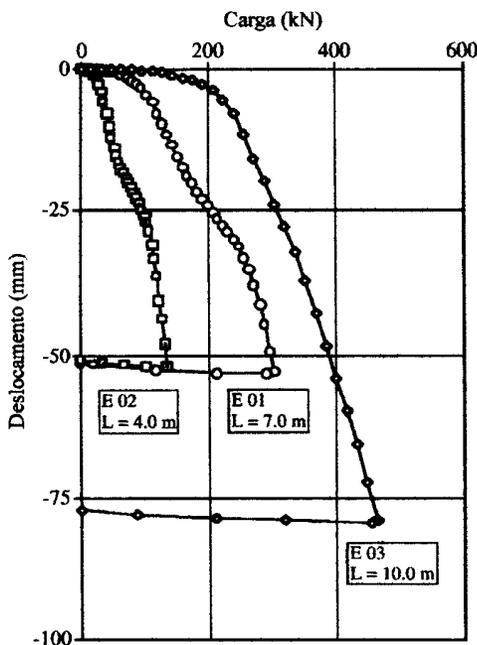


Fig. 53 – Curvas carga-deslocamento obtidas a partir das três provas de carga rápidas realizadas sobre estacas apiloadas (Ferreira et al., 1998).

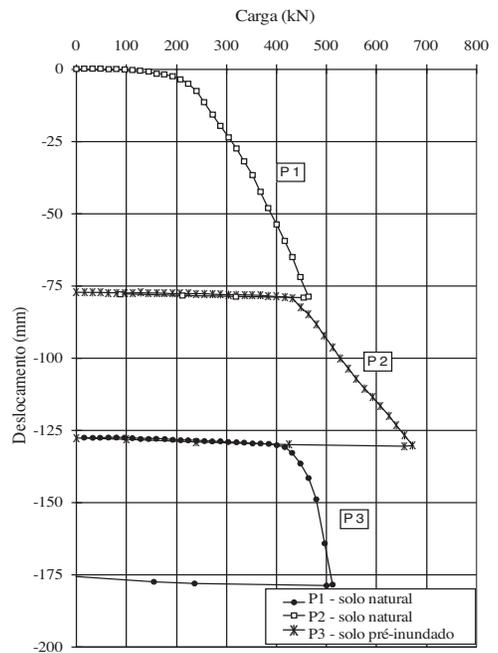


Fig. 54 – Curva carga x deslocamento da estaca E-03 (Ferreira, 1998).

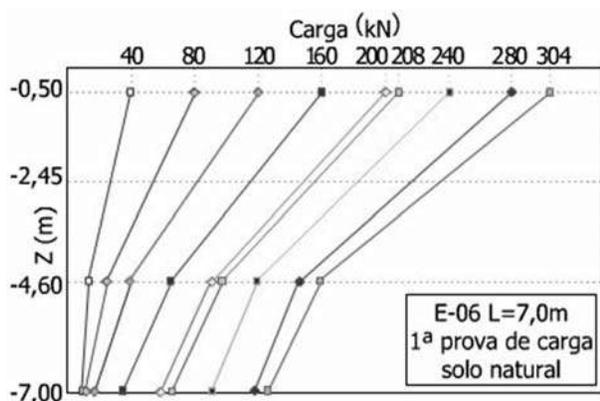


Fig. 55 – Transferência de carga ao longo do fuste da estaca E-06 (Ferreira et al., 1997).

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.

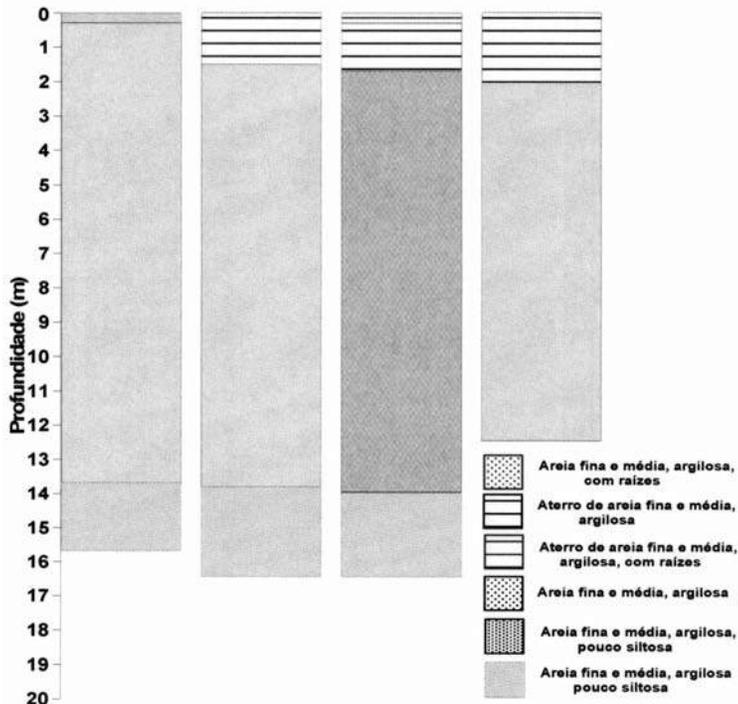


Fig. 56 – Perfis de solo do campo experimental da UNESP – Campus de Ilha Solteira

3.6.2 – Caracterização geotécnica

3.6.2.1 – Ensaio 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. (m)	w_L (%)	w_p (%)	γ_g (g/cm ³)	Granulometria (%)				H.R.B.	w (%)	w_{ot} (%)	γ_{dmax} (g/cm ³)
				Argila	Silte	AF	AM				
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).

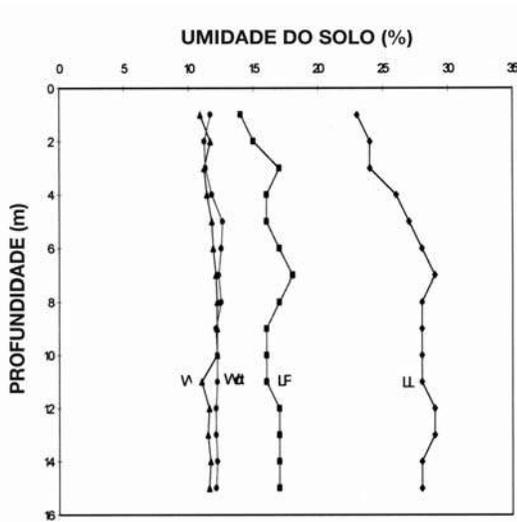


Fig. 57 – Variação de umidade e limites de Atterberg.

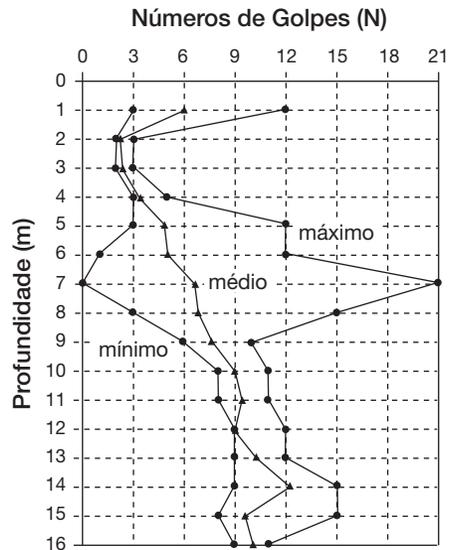


Fig. 58 – Resultados de sondagens SPT no campo experimental da UNESP – Ilha Solteira (Menezes, 1997).

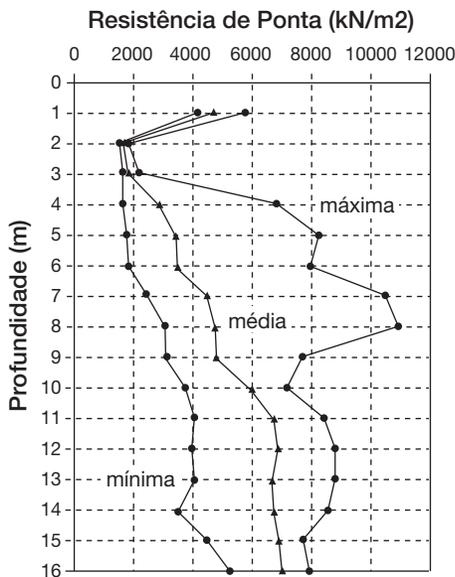


Fig. 59 – Resistência de ponta do CPT: UNESP – Ilha Solteira (Menezes, 1997).

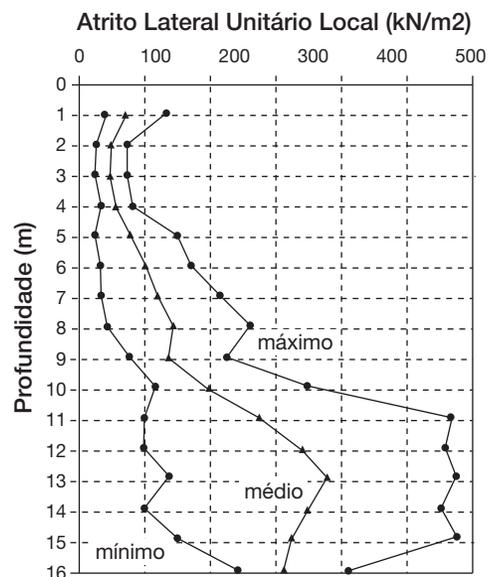


Fig. 60 – Resistência de atrito lateral do CPT: UNESP – Ilha Solteira (Menezes, 1997).

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).

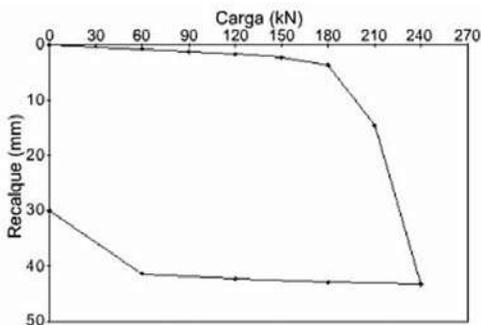


Fig. 61 – Curva carga x recalque da estaca 18, pré-moldada de concreto, testada a compressão (L=12 m, 14 x 14 cm).

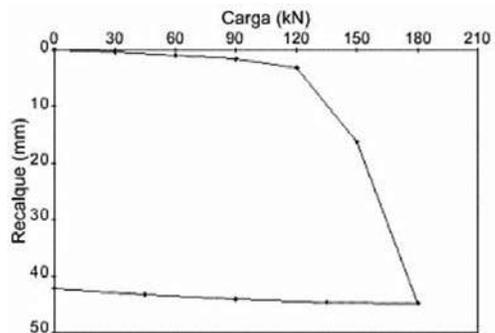


Fig. 62 – Curva carga x recalque da estaca 21, pré-moldada de concreto, testada a compressão (L=12 m, 14 x 14 cm).

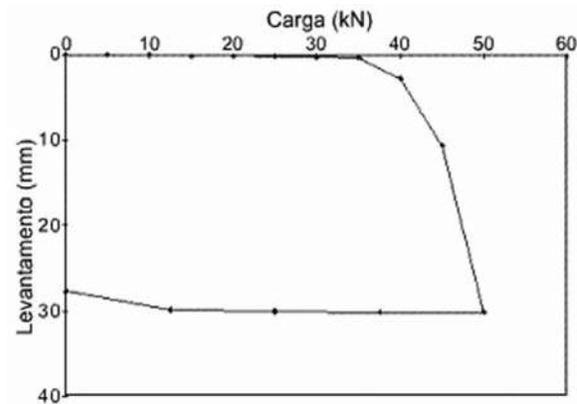


Fig. 63 – Curva carga x levantamento da estaca 19, pré-moldada de concreto, testada a tração (L=12 m, 14 x 14 cm).

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.

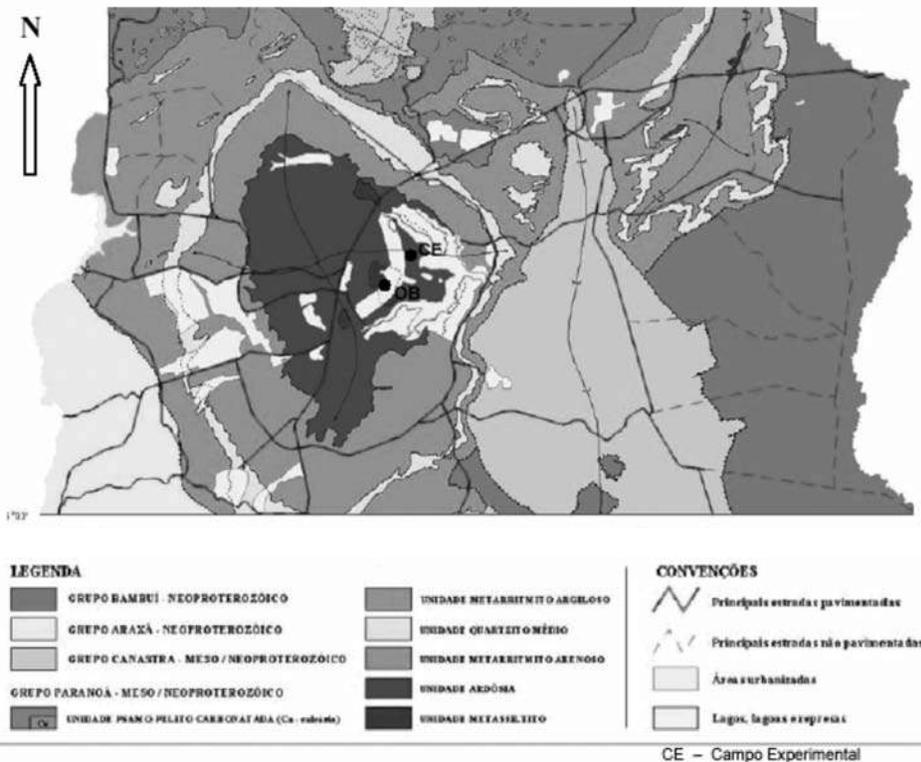


Fig. 64 – Mapa geológico do Distrito Federal (Mota, 2003).

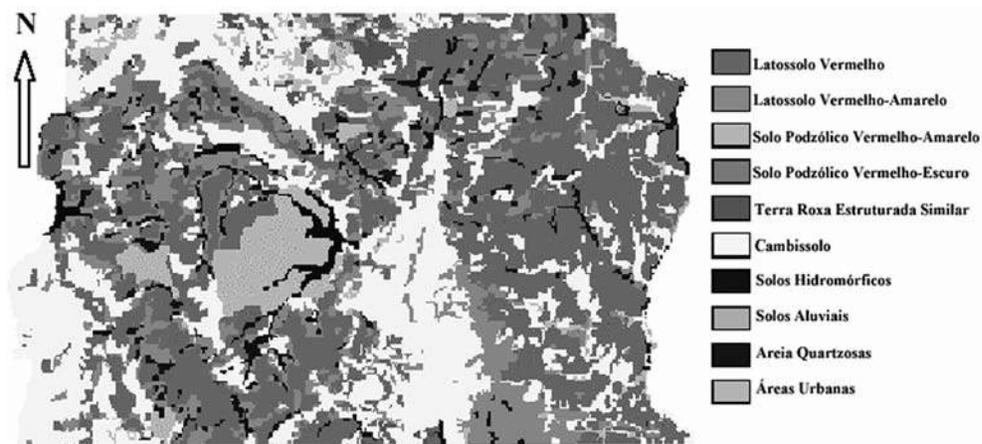


Fig. 65 – Mapa pedológico do Distrito Federal (Mota, 2003).

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 cimentícias, 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 várias 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 (γ), peso específico dos solo seco (γ_d), peso específico dos sólidos (γ_s), peso específico saturado (γ_{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
γ_s (kN/m ³)	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
γ_d (kN/m ³)	10,20	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
γ (kN/m ³)	13,33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18,00	17,78	17,53
γ_{sat} (kN/m ³)	16,48	16,53	17,09	17,03	17,53	17,33	17,98	18,60	18,75	18,47
G _s	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 _a	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/m³ 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/m³) 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.

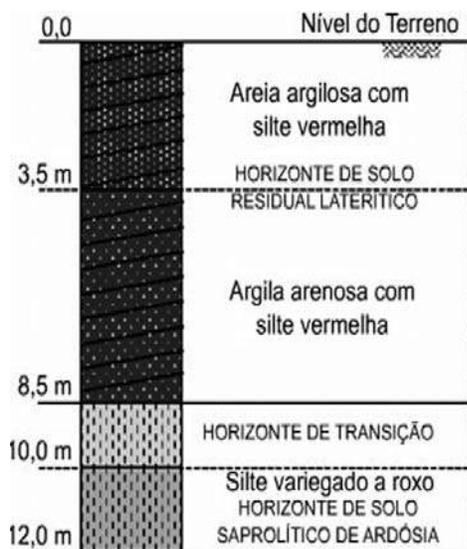


Fig. 66 – Perfil de solo característico de campo experimental.

$N_{\text{méd}}$ (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 pressiómetro 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.

Ensaio realizado com o pressiómetro 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).

	Ensaio	Estação do Ano					
		C1	S1	C2	S2	C3	S3
CAMPO EXPERIMENTAL UNB – ASA NORTE	1ª Campanha	SPT-T (SP1)					
		SPT-T (SP5)	X		X		
		CPT (CP1 a CP4)					
		DMT (DM1 a DM3)	X				
		PMT (PM1)	X				
		PIT (Estaca 1)	X				
		PIT (Estaca 4)			X		
		Prova de carga 1 (Estaca 1)	X				
		Prova de carga 5 (Estaca 4)	X		X		
	2ª Campanha	SPT-T (SP3)		X			
CPT (CP5 a CP7)			X				
DMT (DM4 a DM5)			X				
PMT (PM3)			X				
PIT						X	
DPL (DP1 a DP2)							X
Prova de carga 3 (Estaca 2)			X				
3ª Campanha	SPT-T (SP4)			X			
	CPT (CP8 a CP14)			X			
	DMT (DM9 a DM12)			X			
	PIT					X	
	Prova de carga 6 (Estaca 3)					X	
						X	
4ª Campanha	SPT-T (SP2)		X				
	CPT (CP15 A CP17)				X		
	DMT (DM9 A DM12)				X		
	PMT (PM2)		X				
	PIT			X		X	
	Prova de carga 2 (Estaca 5)			X			
				X			
Poço	Poço 1	X					
	Poço 2		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.

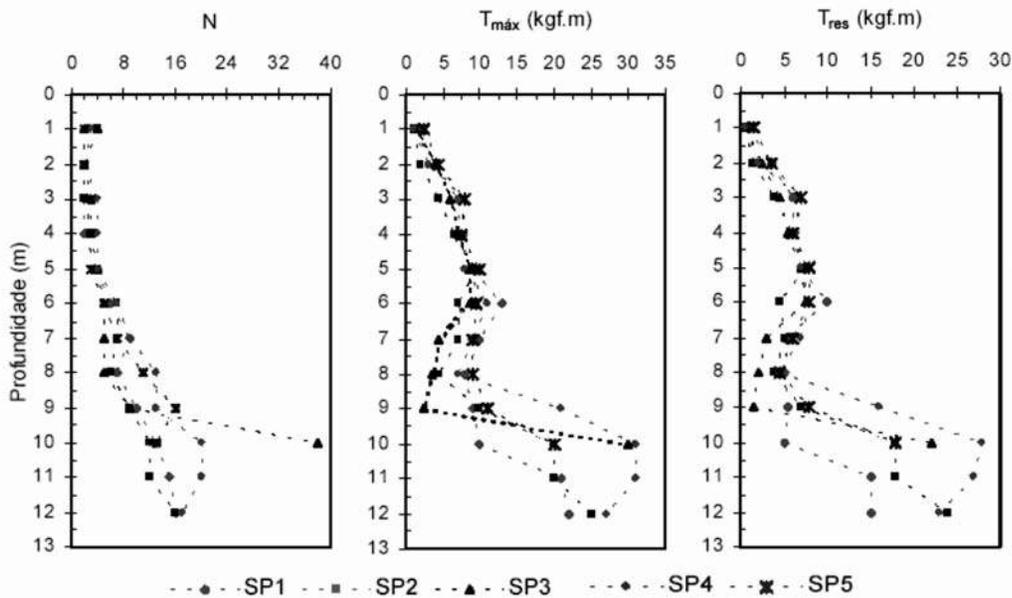


Fig. 68 – Resultados dos ensaios de SPT-T (Mota, 2003).

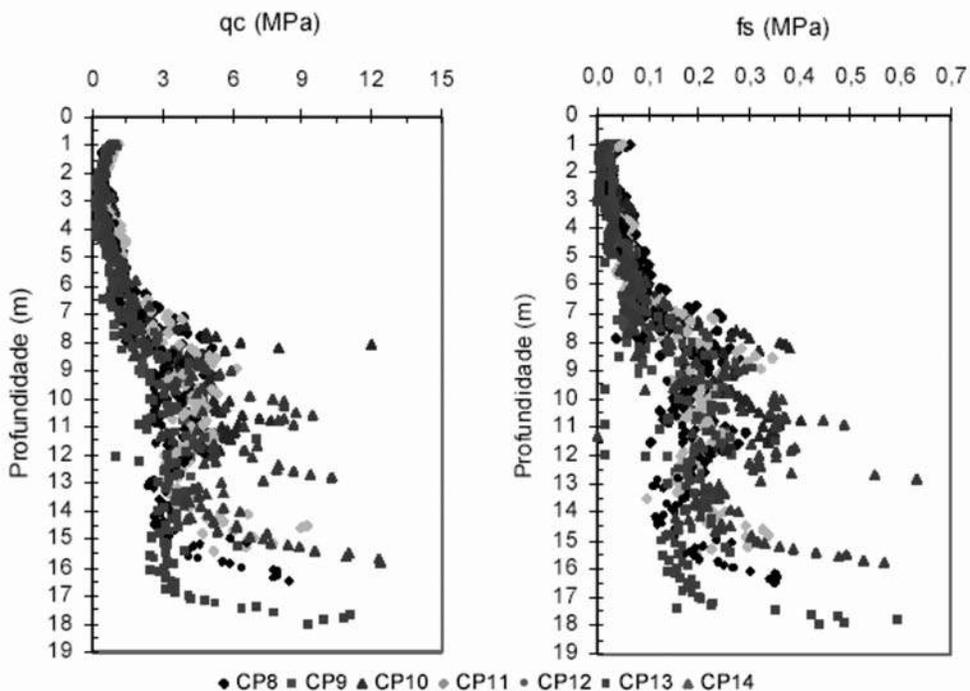


Fig. 69 – Resistência de ponta q_c e atrito lateral f_s versus profundidade (Mota, 2003).

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.

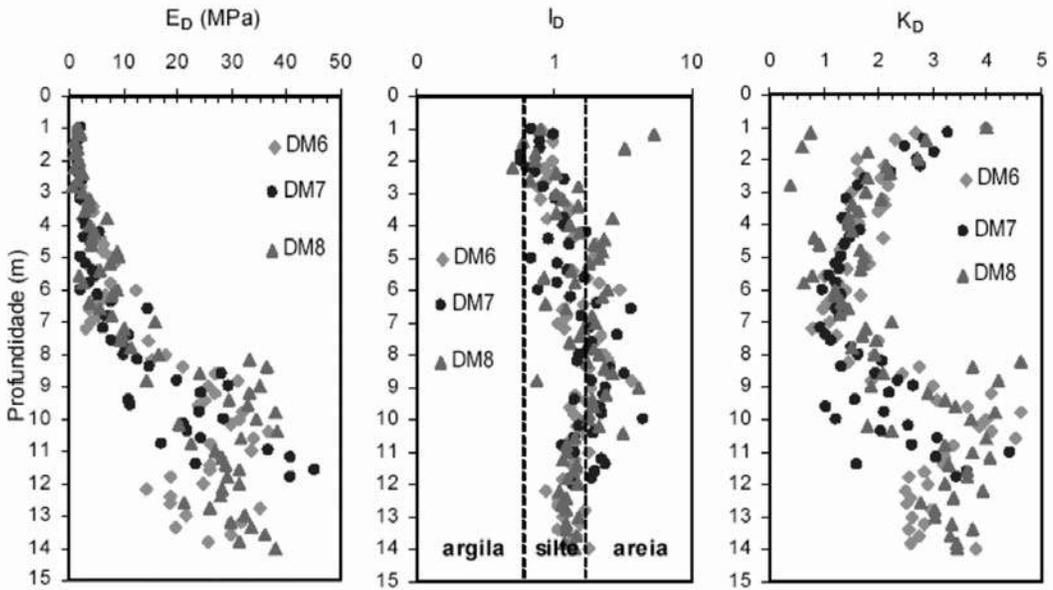


Fig. 70 – Valores de E_D , I_D e K_D versus profundidade: terceira campanha (Mota, 2003).

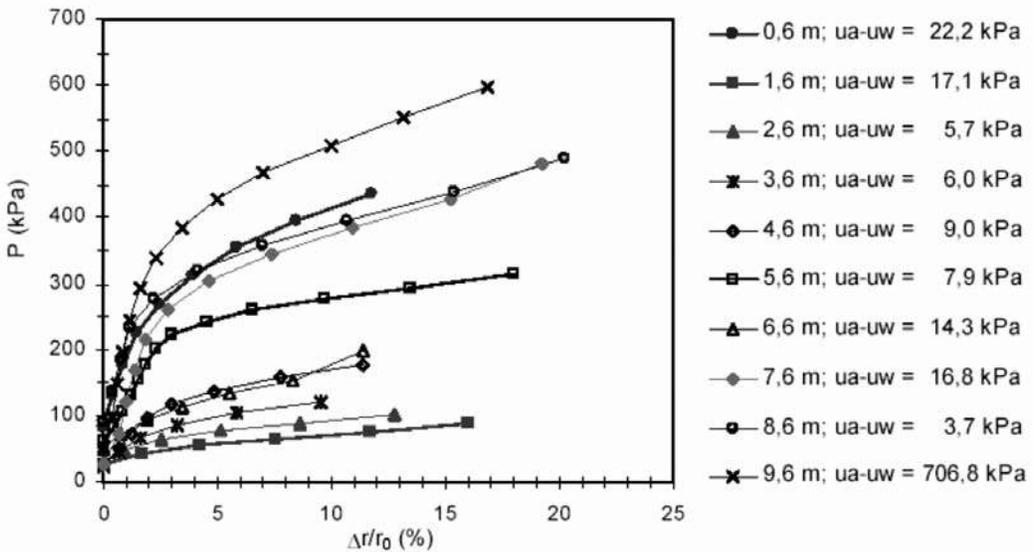


Fig. 71 – Curvas pressiométricas dos ensaios realizados na vertical PM1 (Mota, 2003).

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).

Estaca/ Forma executiva	Diâmetro (m)	Cota de Assentamento (m)	Data da Prova de Carga	Tipo de Prova de Carga	Nomenclatura
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 m².

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

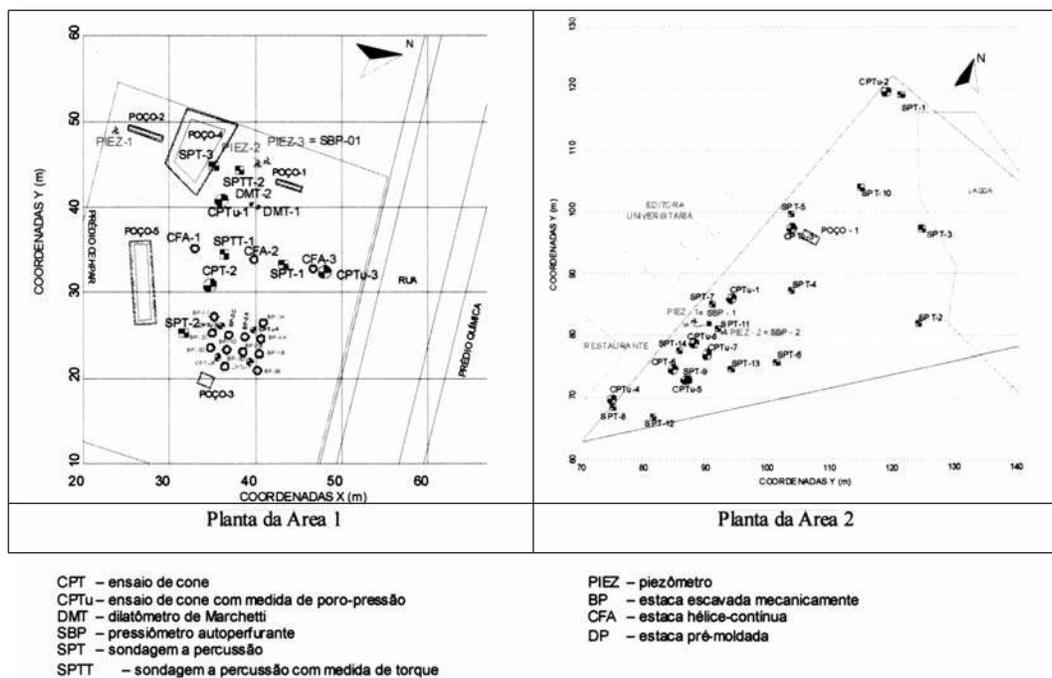


Fig. 72 – Campo experimental de geotecnia da UFPR (Kormann, 2002).

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).

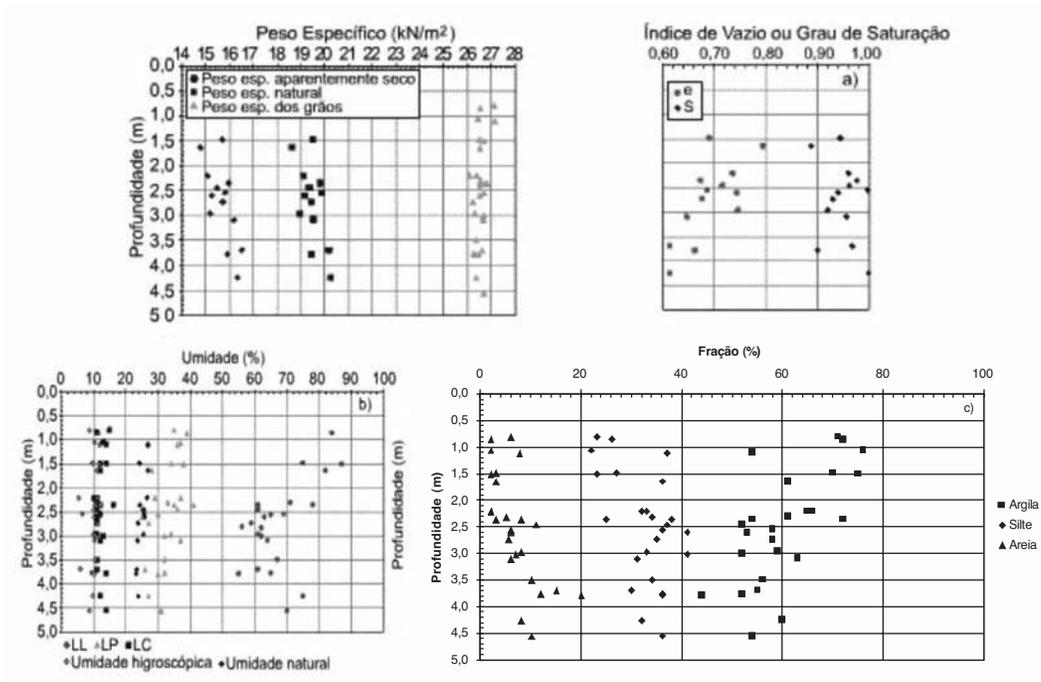


Fig. 73 – Distribuição de propriedades índice no perfil da Área 1: a) peso específico, índice de vazios e grau de saturação; b) limites de consistência e teor de umidade; e c) distribuição granulométrica.

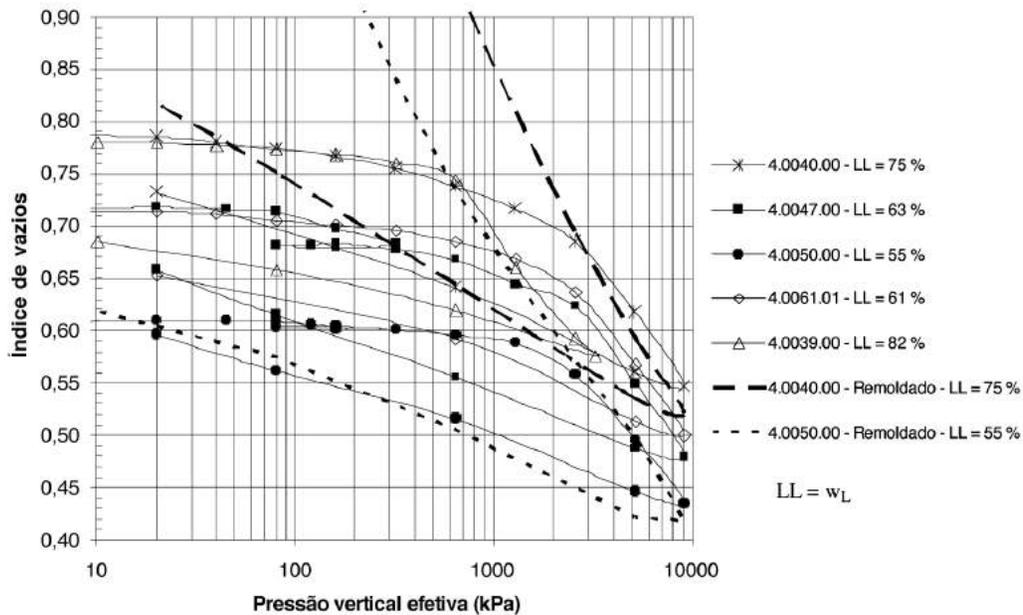


Fig. 74 – Curvas e x log pressão efetiva – solo indeformado e remoldado.

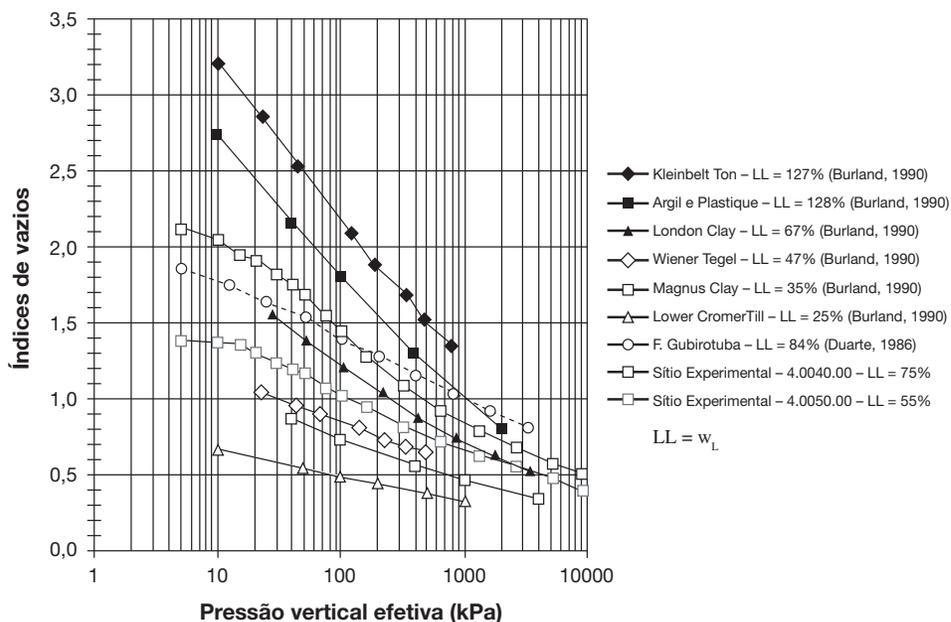


Fig. 75 – Curvas e x log tensão efetiva de solo remoldado: dados da literatura e do campo experimental.

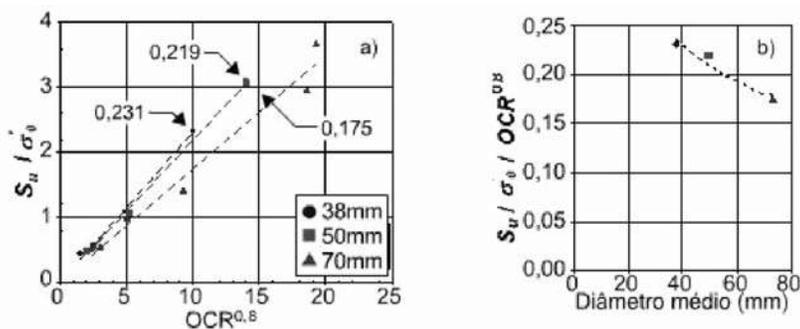


Fig. 76 – Relações entre S_u , tensão efetiva e OCR – ensaios triaxiais CIU

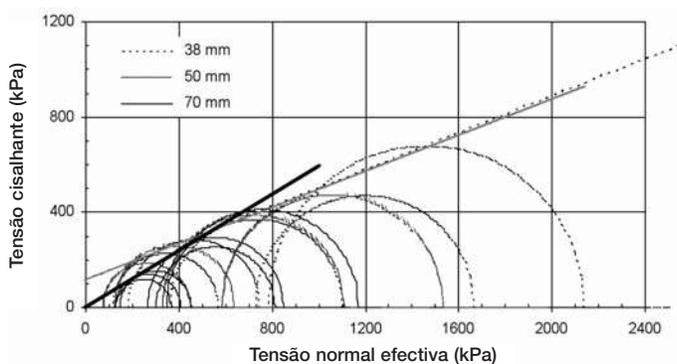


Fig. 77 – Envoltórias de resistência - ensaios triaxiais CIU com amostras de diferentes diâmetros – Área 1 do campo experimental

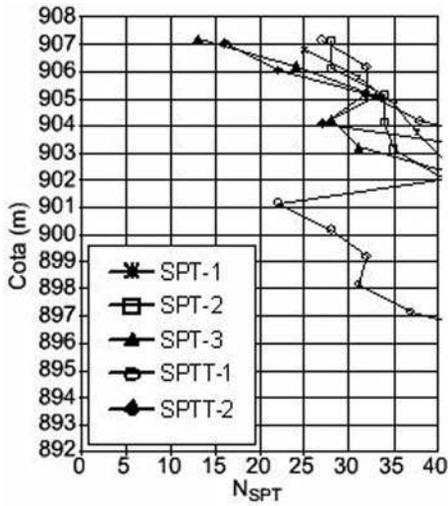


Fig. 78 – Dados das sondagens SPT e SPT-T da Área 1 (Kormann, 2002).

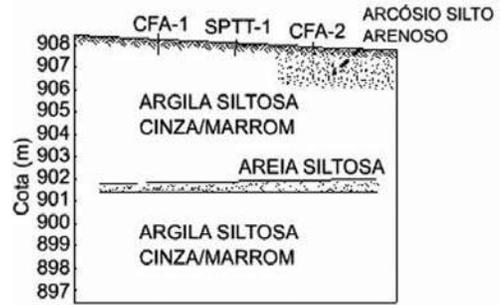


Fig. 79 – Perfil simplificado da Área 1 do campo experimental (Kormann, 2002).

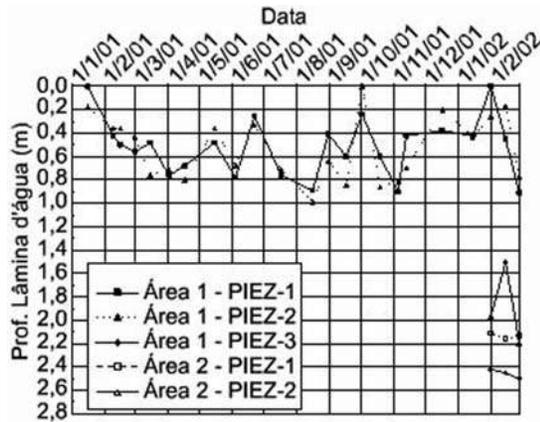


Fig. 80 – Profundidades do nível da coluna d'água nos piezômetros do campo experimental (Kormann, 2002).

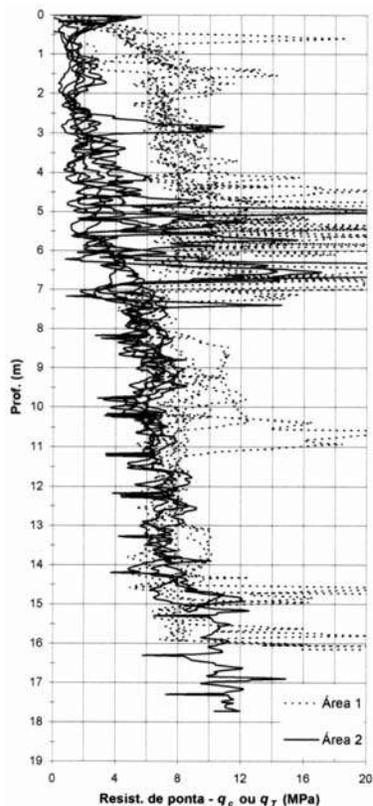


Fig. 81 – Comparação entre as resistências de ponta (CPT) das duas áreas investigadas (Kormann, 2002).

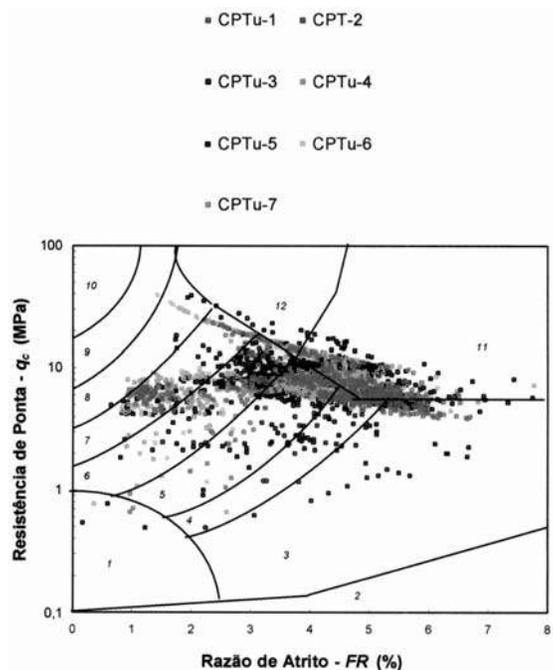


Fig. 82 – Dados dos ensaios de cone da Área 1 no diagrama de Robertson et al. (1986).

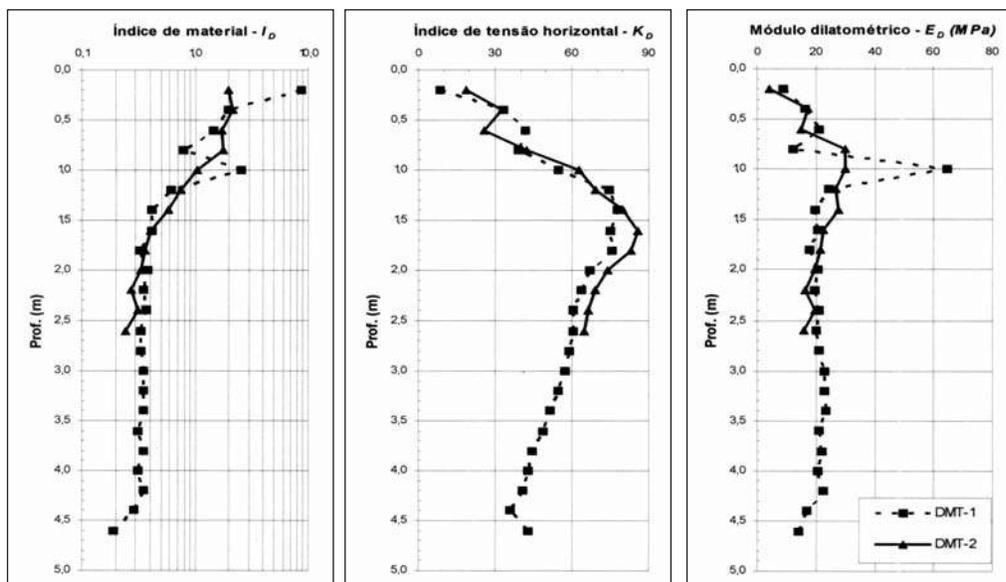


Fig. 83 – Resultados das sondagens DMT-1 e DMT-2 – Área 1 (Kormann, 2002).

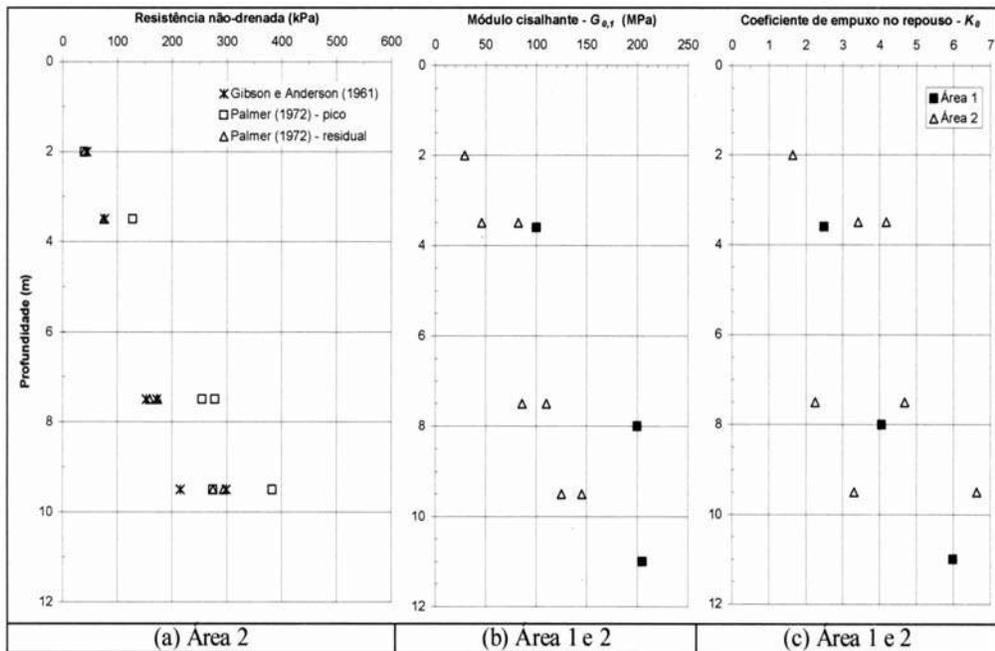


Fig. 84 – (a) Variação de S_u (pressiômetro autopercussor); (b) parâmetro de deformabilidade (pressiômetro autopercussor) para 0,1 % de deformação de cavidade; (c) variação de K_0 com a profundidade (dados de Sampaio Jr, 2003, segundo Kormann, 2002).

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. Conseqüentemente, 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/m³.

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 pressiómetro autopercussor, mas superiores às avaliações com procedimentos semi-empíricos baseados no SPT e CPT.

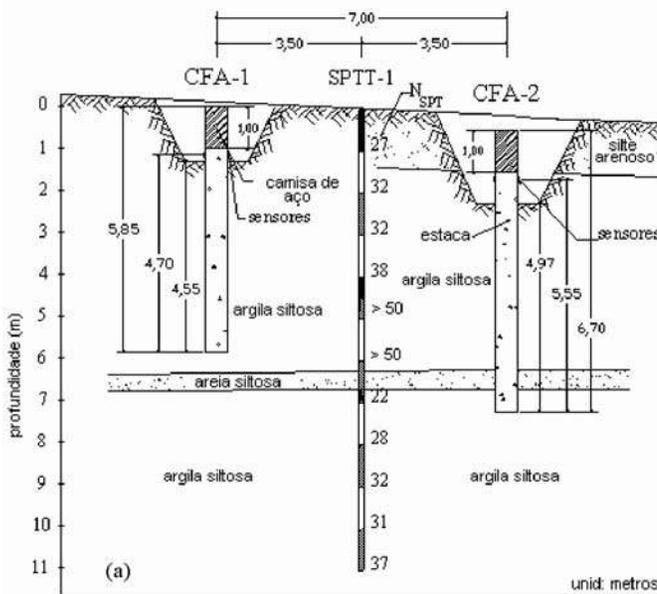


Fig. 85 – Perfil geotécnico e arranjo das estacas hélice-contínua por ocasião dos ensaios dinâmicos no campo experimental de geotecnia da UFPR – Área 1 (Kormann et al., 2000b).

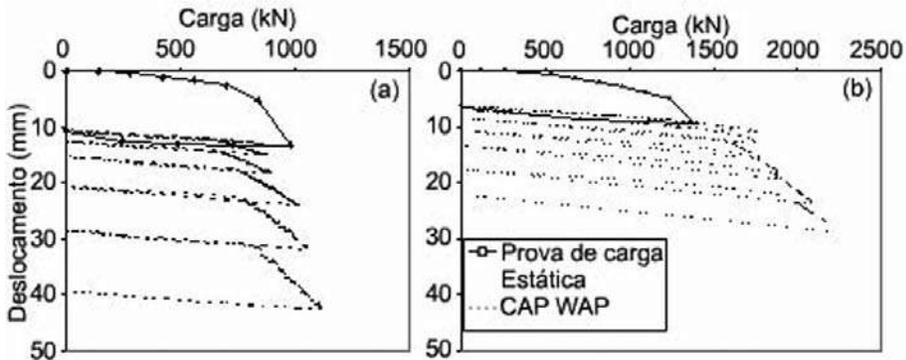


Fig. 86 – Resultados das provas de carga estáticas e das simulações do programa CAPWAP, para as estacas CFA-1 (a) e CFA-2 (b) (Kormann et al. 2000b; 2000c).

Os ensaios dinâmicos utilizaram um martelo de queda-livre com 49 kN (≈ 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 pressiómetro 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 pressiómetro 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*.

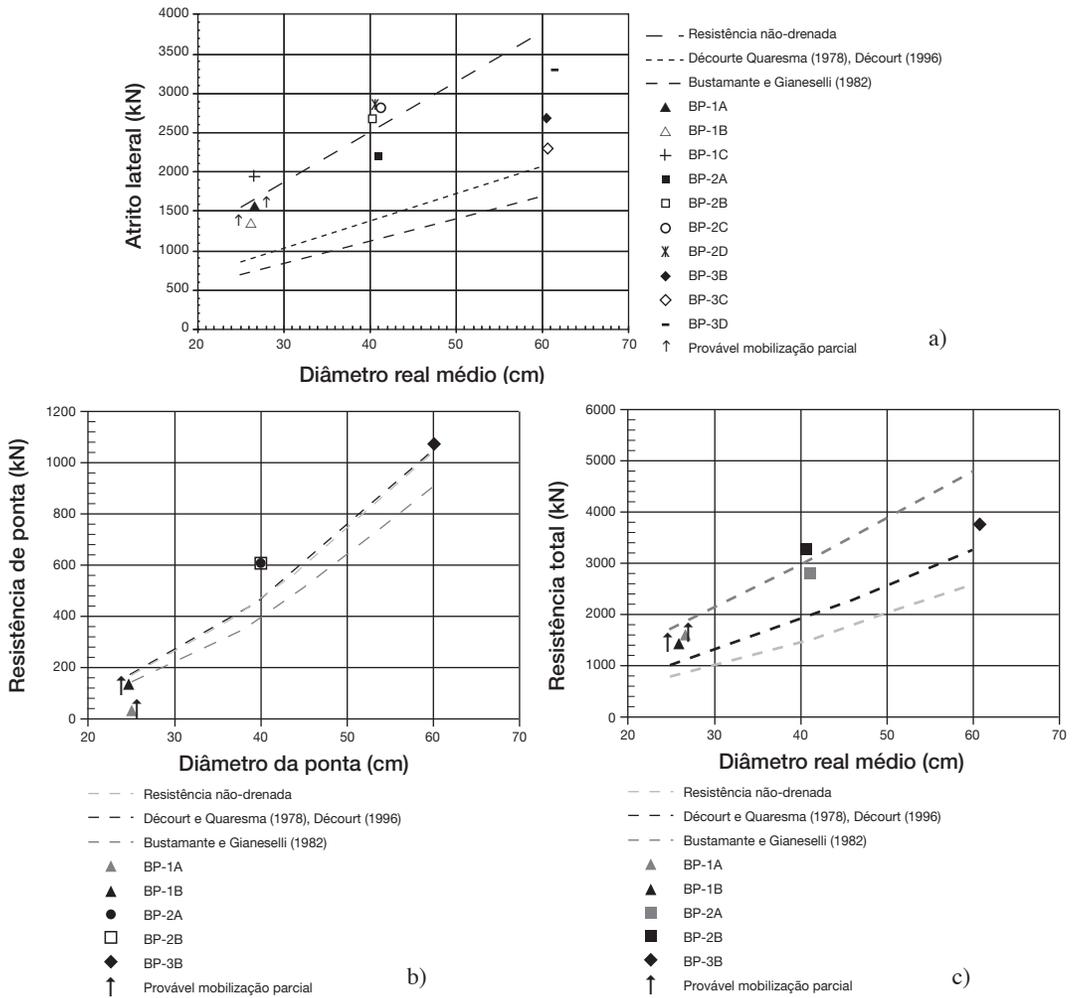


Fig. 87 – a) Atrito lateral das estacas analisadas; b) Resistência de ponta das estacas convencionais (sem isopor); c) Resistência total das estacas convencionais (sem isopor).

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 _L (%)	61	67	74
w _p (%)	45	50	53
I _p (%)	16	17	21
Argila (%)	81	75	69
Silte (%)	12	14	17
Areia fina (%)	7	11	15
γ _s (kN/m ³)	30,58	30,66	31,01
Consistência	Mole/Média	Rija	Rija a Dura
γ (kN/m ³)	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 (σ_a) 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-

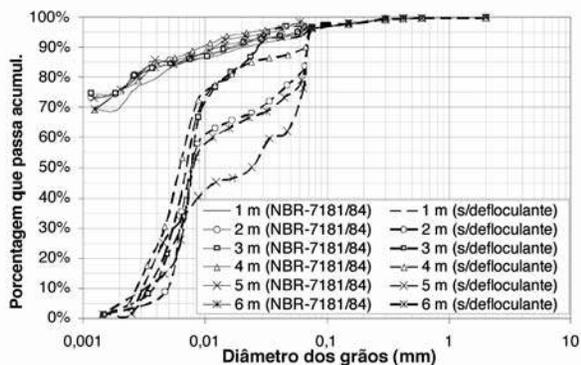


Fig. 88 – Curvas granulométricas com e sem defloculante (amostras até 6m).

Tabela 18 – Parâmetros de compactação

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

Tabela 19 – Parâmetros de adensamento.

Prof.	σ_v (kPa)	Amostra saturada		Amostra na w _{nat}	
		σ_a (kPa)	c_c	σ_a (kPa)	c_c
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).

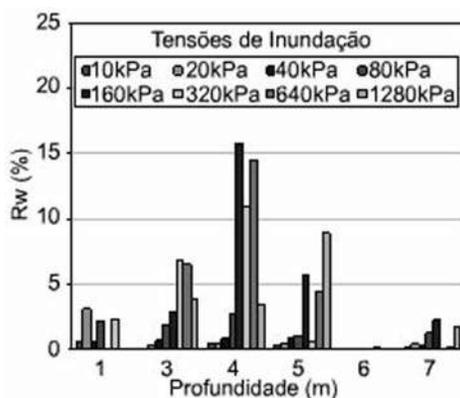


Fig. 89 – Variação do índice de subsidência.

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.

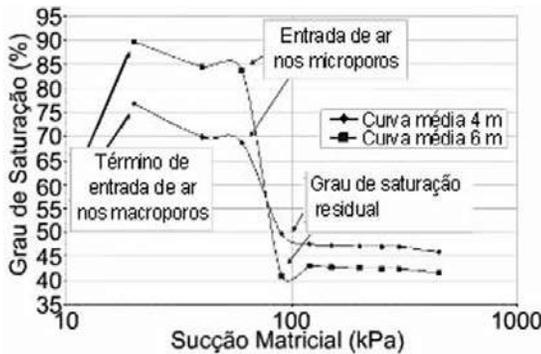


Fig. 90 – Curvas características de sucção médias para profundidades de 4 m e 6 m.

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

Profundidade	Ângulo de atrito total, ϕ
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.

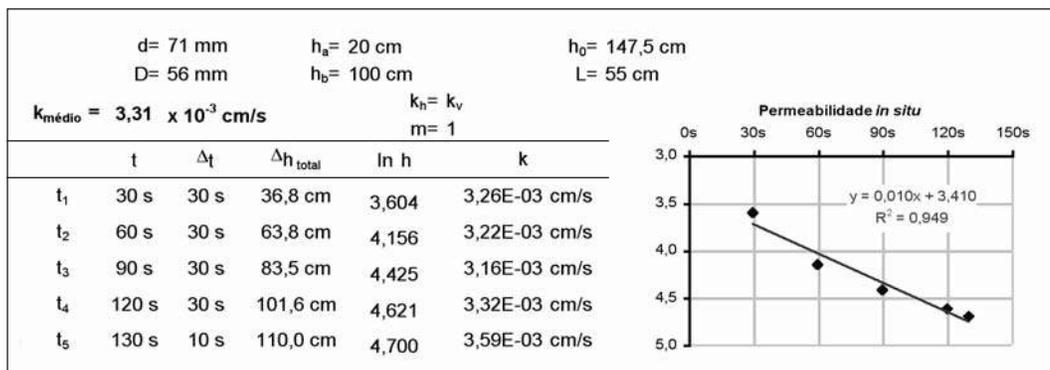


Fig. 93 – Resultado do ensaio de permeabilidade *in situ*.

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_{ck} = 20 MPa). A Figura 94 e a Tabela 21 apresentam os resultados desses ensaios.

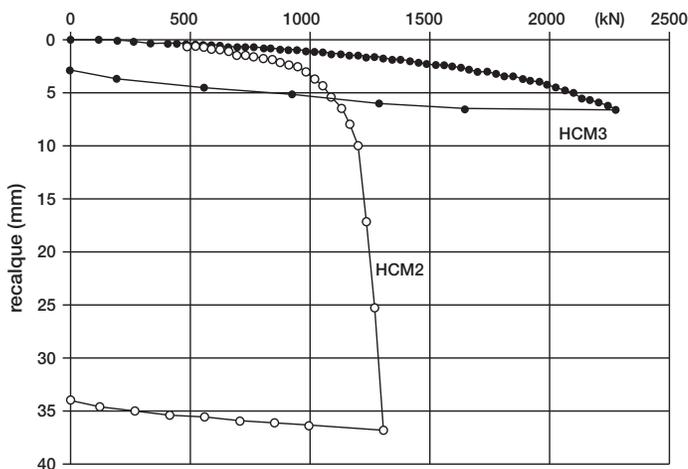


Fig. 94 – PCEs nas estacas HCM2 e HCM3.

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 inundações (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 inundações. 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 _{nominal} (cm)	l (m)	R _U (kN)	
			Décourt (1996)	PCE
HCM2	40	12	584	1273
HCM3	40	12	584	2464

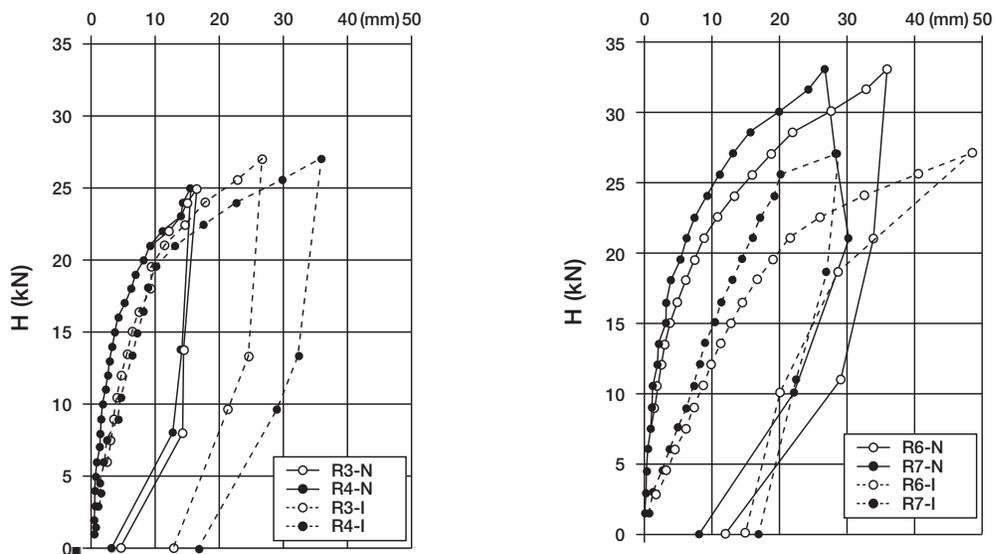


Fig. 95 – PCEs horizontais nas estacas R3↔R4 e R6↔R7 (sem e com inundação).

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

Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	Material	R _{Umédia} (kN)
Sem inundação	BM	25	6	Concreto	118
	BM	25	3	Concreto	49
Com inundação	BM	25	3	Solo-cimento	60
	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

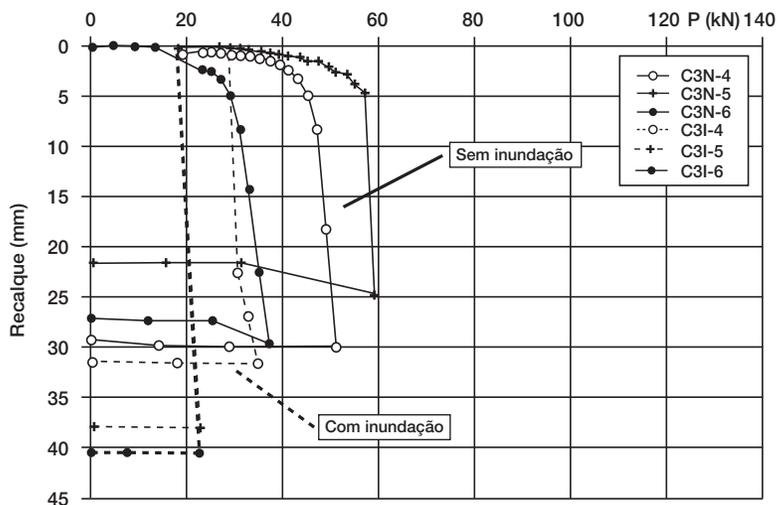


Fig. 96 – Estacas BM D=25 cm, l=3m, de concreto.

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

Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	Armadura		n_h (kN/m ³)	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					
	R6	30	12	l=12 m					
	R7	30	12	1 barra					
Com inundação	R4	30	12	D=32 mm	Dywidag e=10 cm	2100	19	1,5	14
	R3	30	12	Dywidag					
	R6	30	12	ST85/105					
	R7	30	12	centrada					

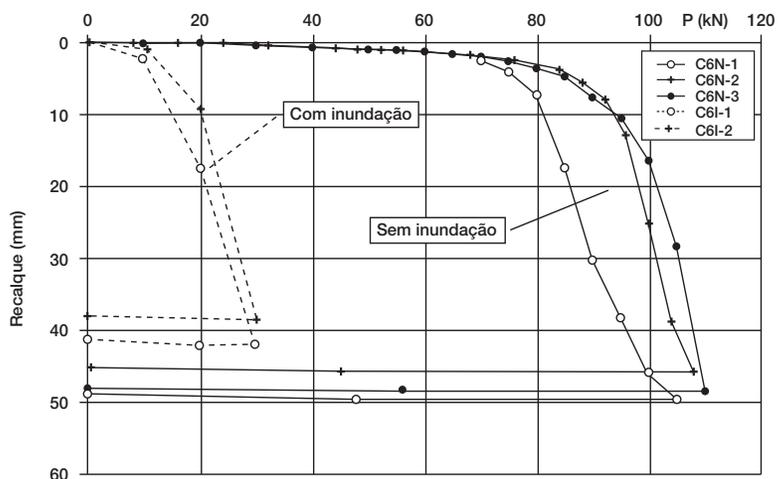


Fig. 97 – Estacas BM D=20 cm, l=6m, de concreto

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

Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	Material	R _{Umédia} (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 _L (kN)	R _p (kN)	R _U (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

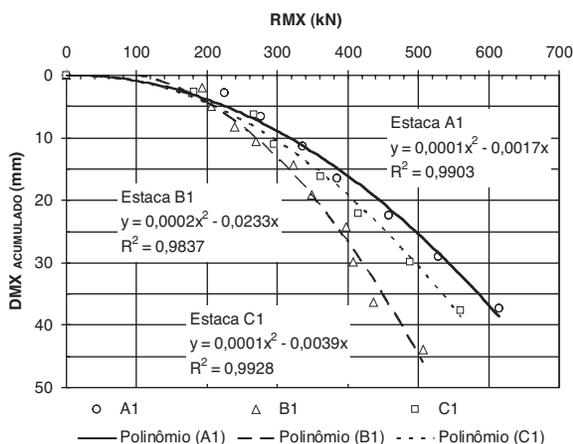


Fig. 98 – Curvas RMX x DMX das estacas A1, B1 e C1.

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

Condição	Estaca	$J_{c_{Capwap}}$	Match	R_L (kN)	R_P (kN)	R_U (kN)	$R_{Umédia}$ (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_U (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.

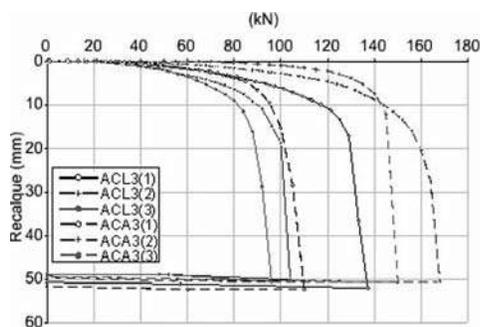


Fig. 99 – Estacas apiloadas de 3 m, sem inundação.

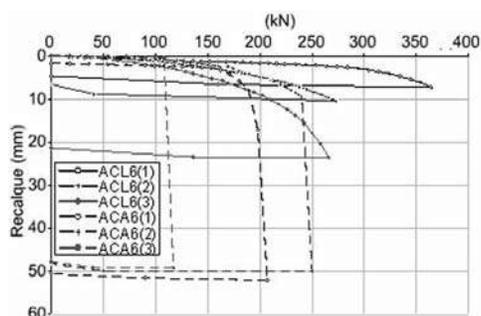


Fig. 100 – Estacas apiloadas de 6 m, sem inundação.

Tabela 28 – Estacas apiloadas de 3 e 6 m.

Condição	Estaca	D (cm)	l (m)	fck (MPa)	Pu _{média} (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 pressiômetro 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 à profundidade de 15 m, sendo os ensaios de compactação e CBR realizados com a energia normal de 600 kJ/m³.

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.

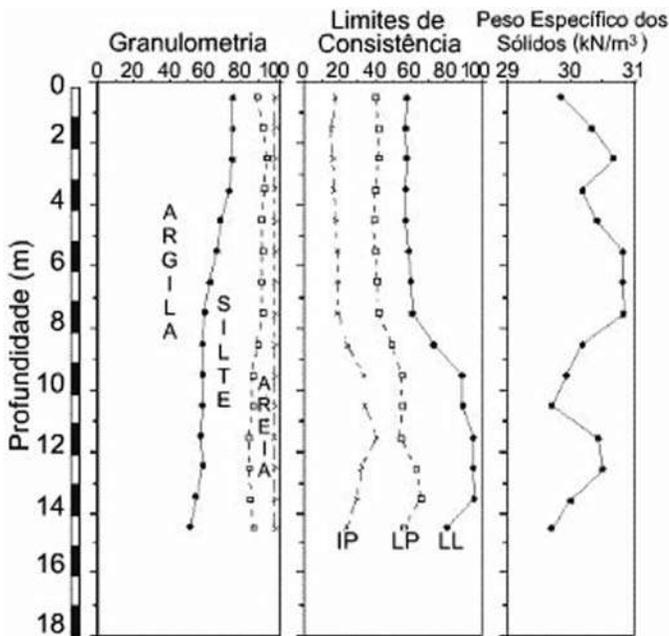


Fig. 101 – Perfil de solo típico do campo experimental de geotecnia da UEM.

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 (Latosolo Vermelho férrico)	Solo de alteração de basalto
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	12,0 – 17,0	15,5 - 18,0
Peso específico dos grãos	γ_s (kN/m ³)	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 ²)	$(N_{SPT}) / (0,020 \text{ a } 0,035)$	
Índice de compressão natural	C_c	0,500 - 0,750	0,700 - 1,100
Ângulo de atrito interno (efetivo)	φ' (grau)	27 - 32	22 - 26
Intercepto de coesão	c' (kN/m ²)	10 - 30	30 - 100
Envoltória característica (efetiva)	τ_r (kN/m ²)	$10 + \sigma' \text{tg}30^\circ$	$30 + \sigma' \text{tg}24^\circ$
Coefficiente de permeabilidade	k (cm/s)	10^{-3}	–
Peso esp. ap.seco máx. (E.N.)	$\gamma_{dmáx.}$ (kN/m ³)	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

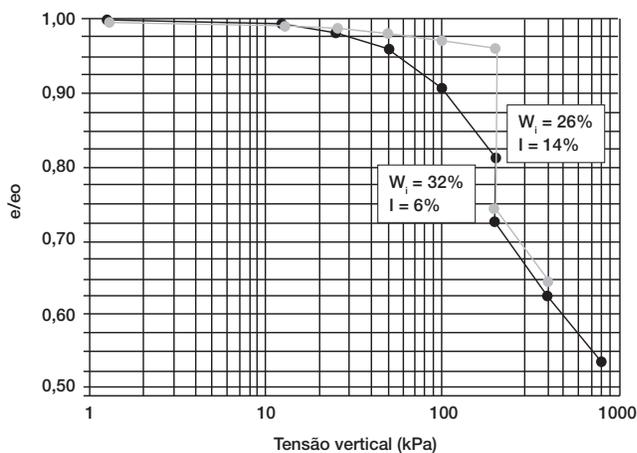


Fig. 102 – Resultados de ensaios edométricos simples, para solo evoluído e profundidade de 1,5 metros.

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 distroférrico) 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.

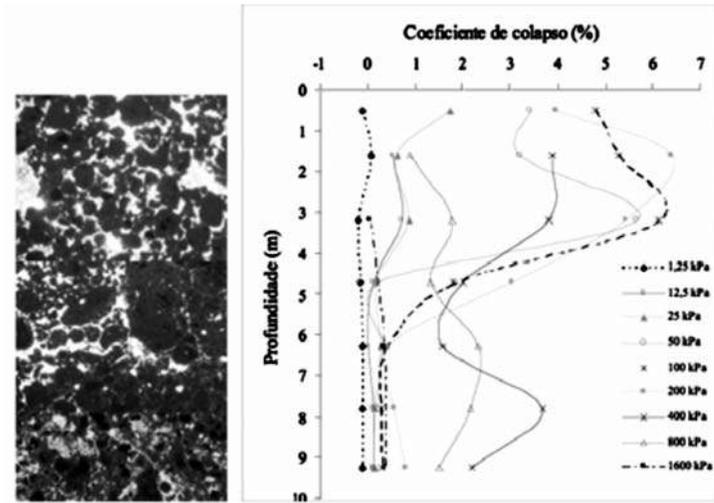


Fig. 103 – Aspectos microestruturais do solo ao longo do perfil de solo evoluído e variação do coeficiente de colapso

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:

- a) diversas sondagens de simples reconhecimento;
- b) dois poços de inspeção com retiradas de amostras indeformada e deformada;
- c) 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).

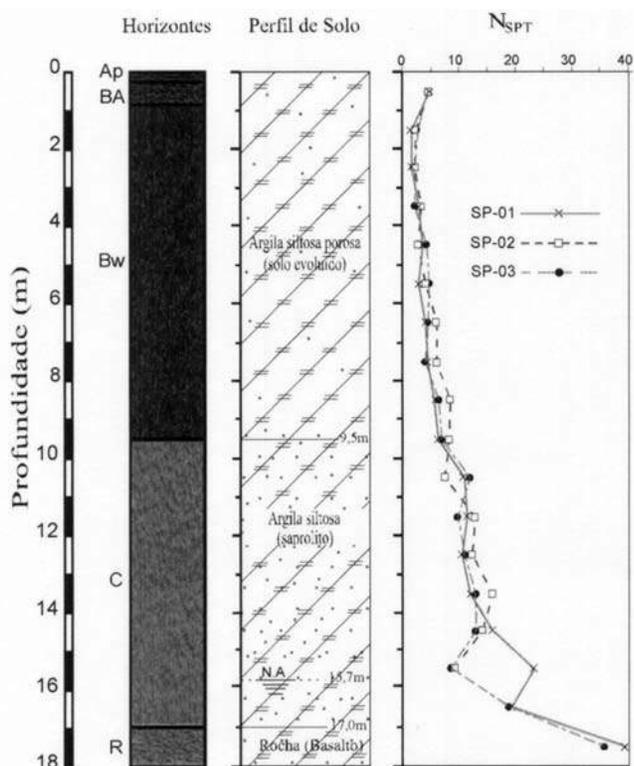


Fig. 104 – Resultados de NSPT proveniente de três sondagens realizadas na área do campo experimental de geotecnia da UEM – Maringá, PR.

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.

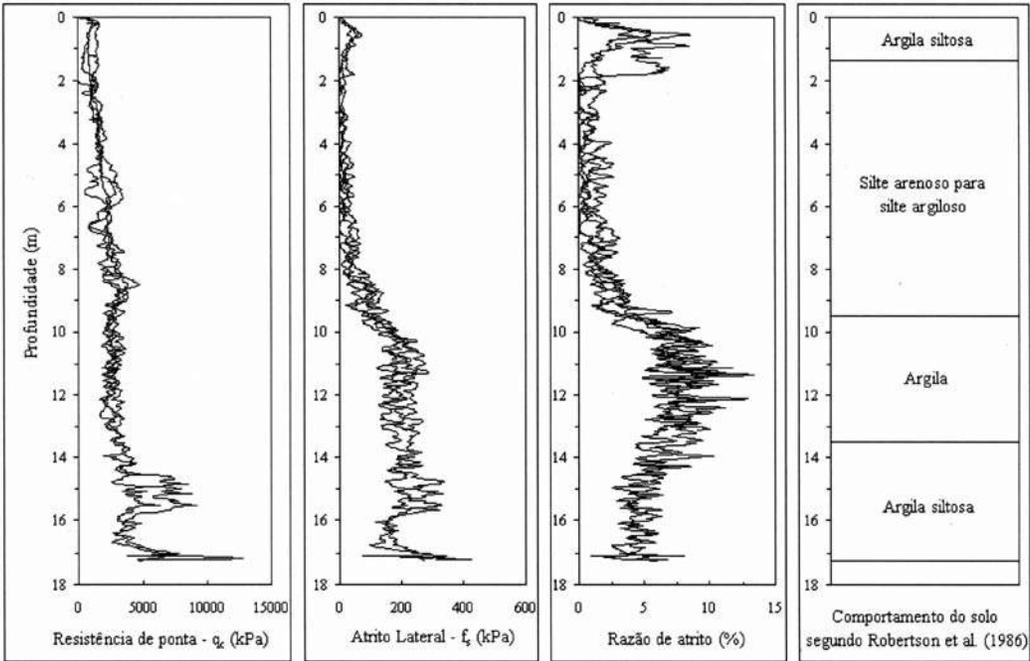


Fig. 105 – Resultados dos ensaios de penetração de cone elétrico (CPT) realizados na área do campo experimental de geotecnia da UEM – Maringá, PR.

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 artesianismo 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.

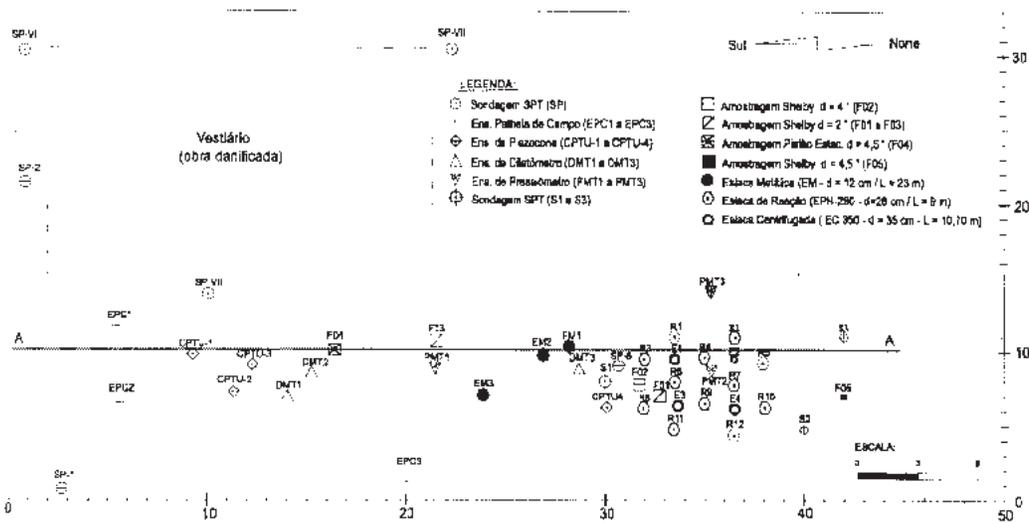


Fig. 106 – Área do campo experimental do Sesi-Ibura com a localização dos ensaios de investigação do subsolo e das estacas cravadas.

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 artesianismo e gases.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram obtidos em laboratório através de ensaios triaxiais (UU-C e CIU-C, com σ_3 desde σ'_{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.

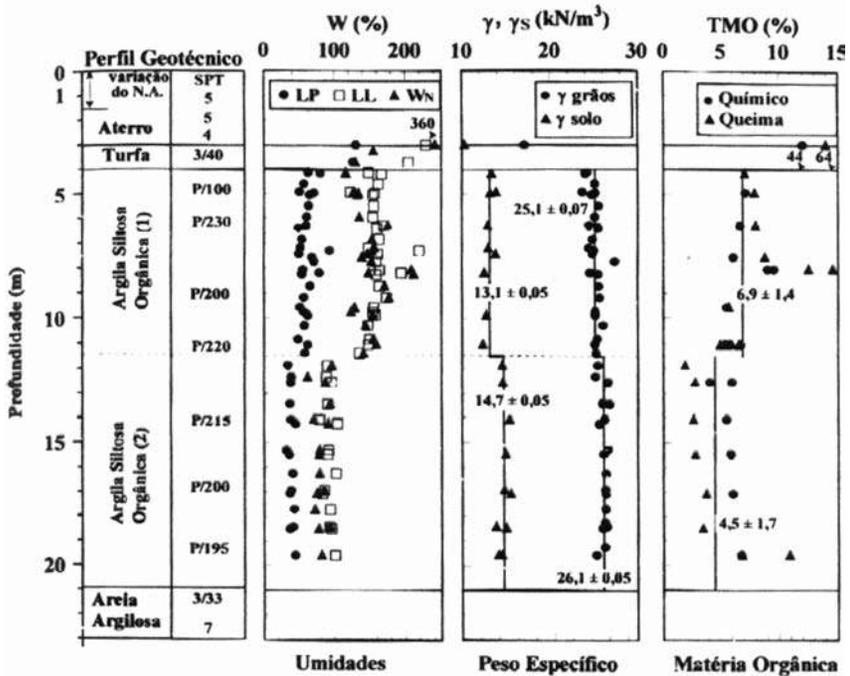


Fig. 107 – Perfil geotécnico e resultados de ensaios de caracterização com a profundidade – Sesi-Ibura (Coutinho et al., 1999).

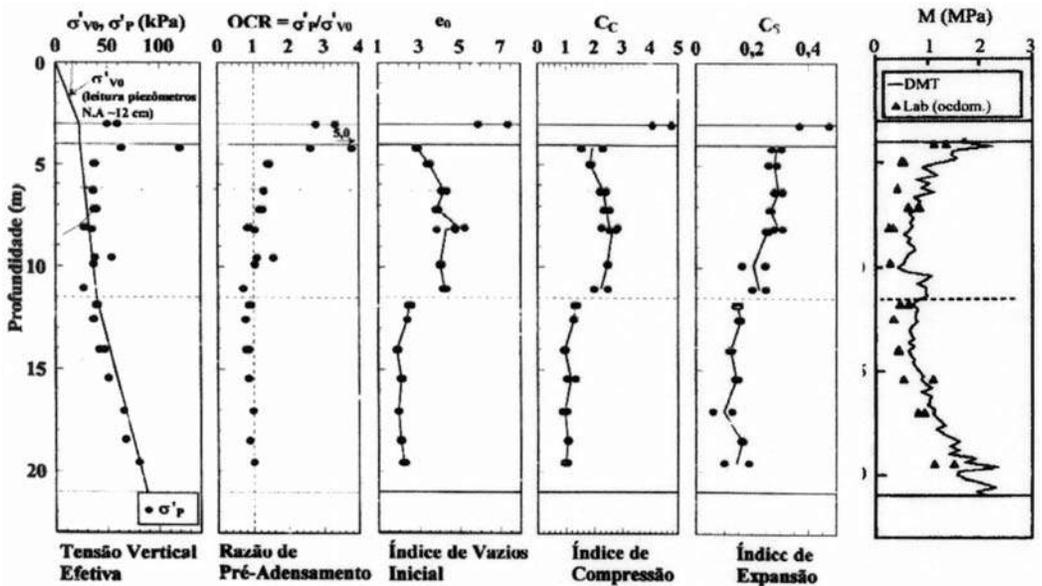


Fig. 108 – Parâmetros de compressibilidade e história de tensões (Coutinho et al., 1999)

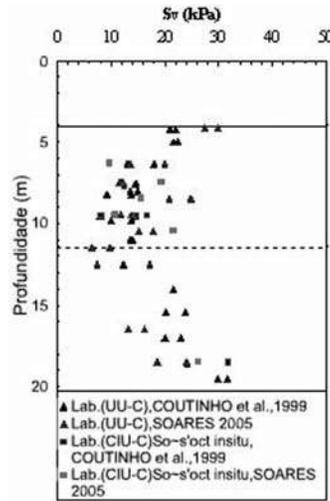


Fig. 109 – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida através de ensaios triaxiais – Sesi-Ibura (a partir de Coutinho et al., 1999 e Soares, 2006).

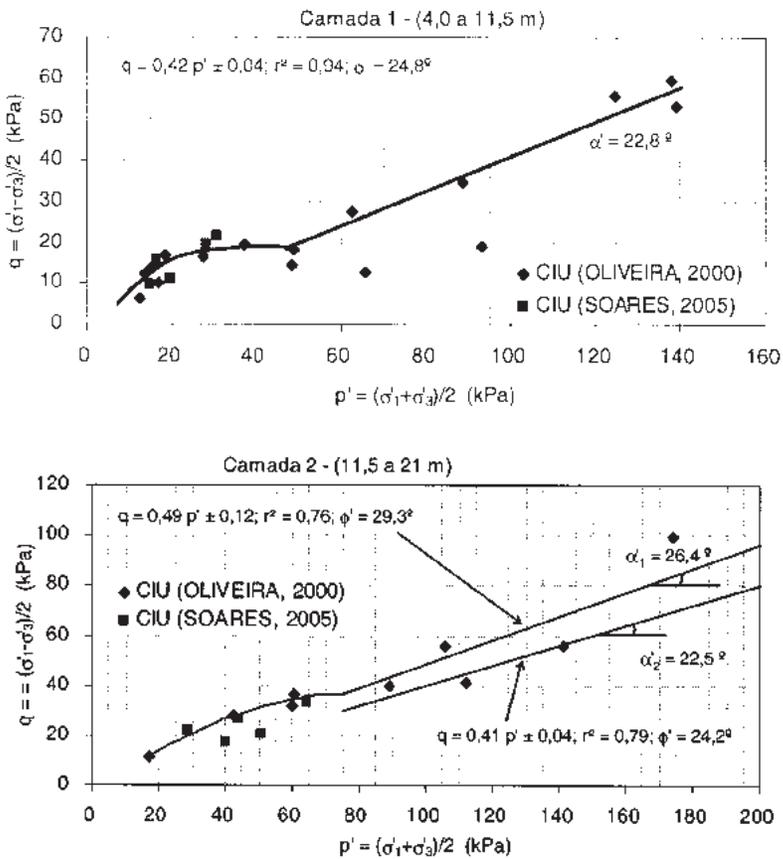


Fig. 110 – Envoltória de resistência – Sesi-Ibura: a) camada 1 e b) camada 2.

3.11.2.2 – Ensaios 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.

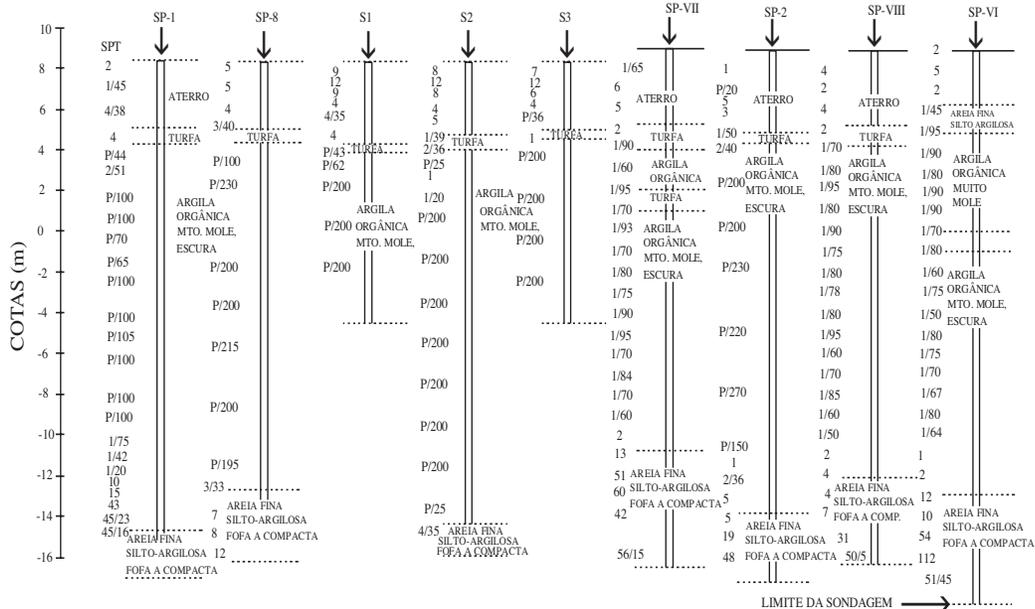


Fig. 111 – Perfil geotécnico AA do campo experimental do Sesi-Ibura (ver Figura 106).

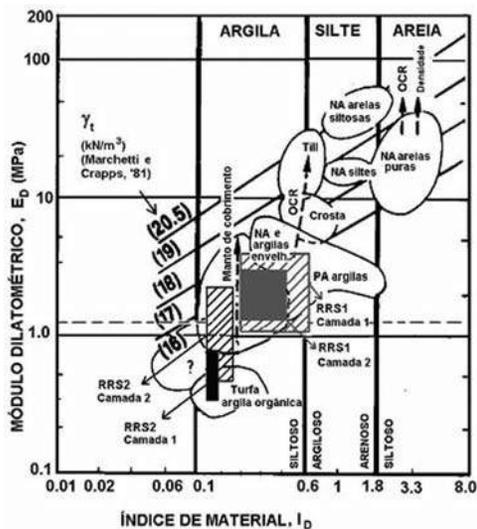


Fig. 112 – Diagrama de classificação de solos. Efeitos do manto de cobrimento, razão de pré-adensamento e densidade (Lacasse e Lunne, 1988).

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 x F_r , e q_t x B_q , os resultados de piezocone na área do Sesi-Ibura situaram-se basicamente na zona 3 que corresponde a solos argilas/argilas siltsosas, mostrando baixos OCR (próximo de normalmente adensada) e com tendência a maiores valores de sensibilidade.

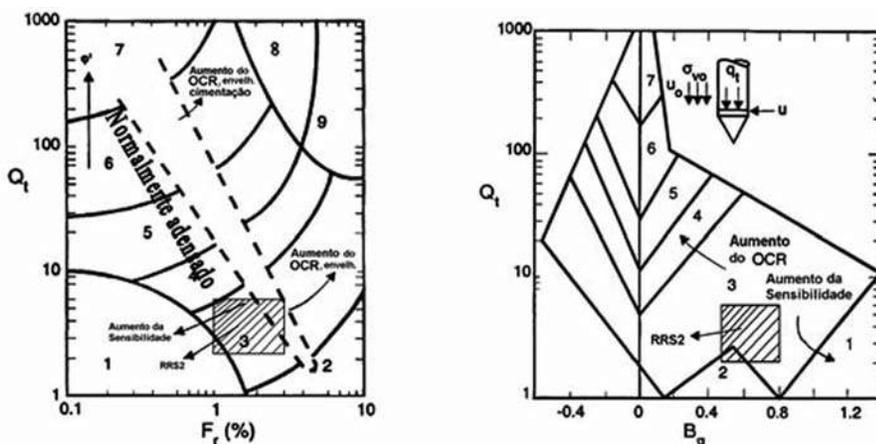


Fig. 113 – Diagramas de classificação do tipo e comportamento do solo baseado nos resultados normalizados de CPT/CPTU para o Sesi-Ibura (a partir de Robertson, 1990).

b) História de tensões, estimativa do K_0 e compressibilidade

A Figura 114a apresenta os resultados da tensão vertical efetiva, tensão de pré-adensamento (σ'_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).

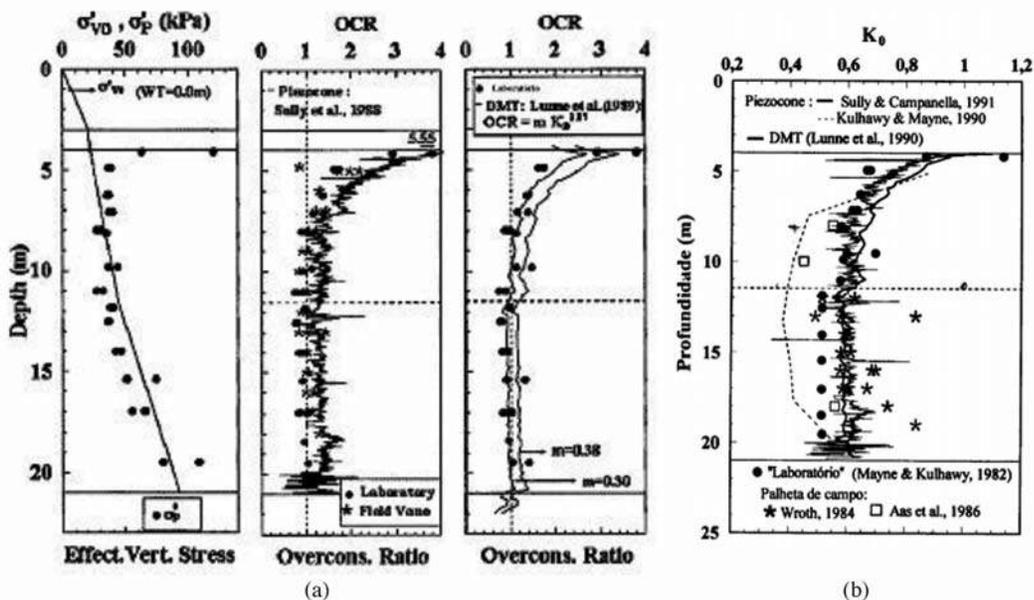


Fig. 114 – a) Comparação de ensaios de OCR in situ e laboratório; b) Comparação K_0 : edométricos, palheta, DMT e CPTU – Sesi-Ibura (Coutinho et al., 1999; Oliveira, 2000; Coutinho e Oliveira, 2002).

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

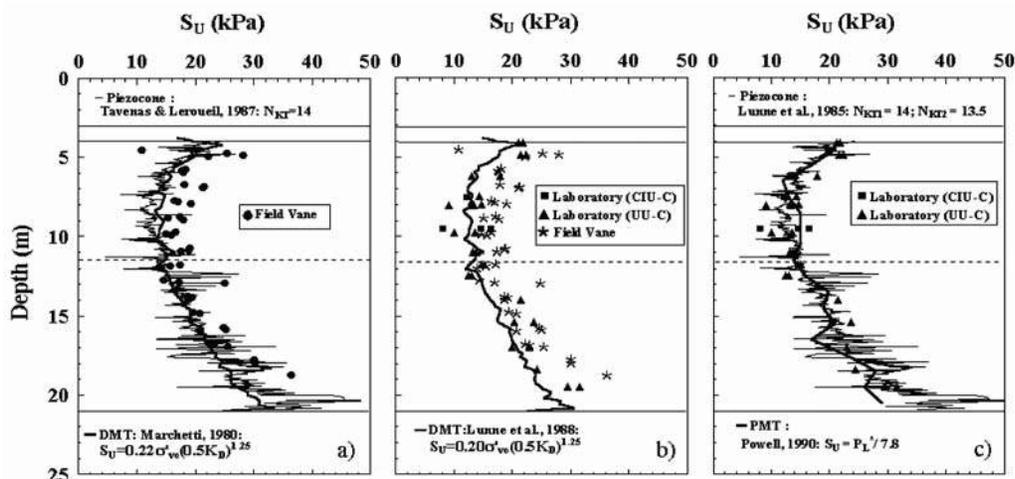


Fig. 115 – Resultado a) DMT, CPTU e vane; (b) DMT, vane e ensaio triaxial; (c) PMT, CPTU e ensaio triaxial (Coutinho et al., 1999)

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).

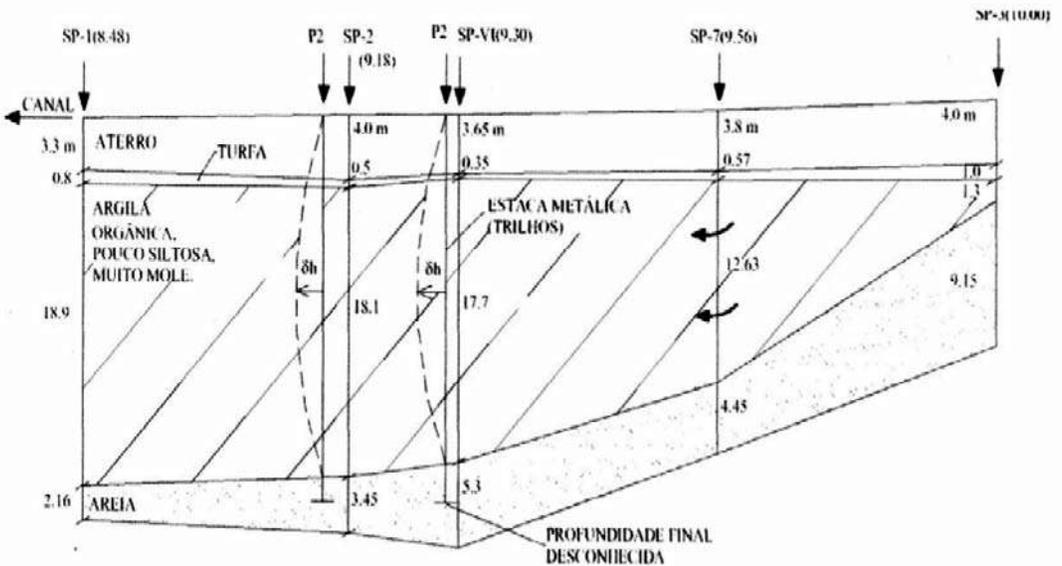


Fig. 116 – Perfil Geotécnico – Esforço horizontal (Braga, 1998).

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 $E = 21 \times 10^7$ kN/m². Essa estaca foi utilizada na prova de carga lateral citada.

Foram realizadas comparações entre os deslocamentos horizontais (δ_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 (δ_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.

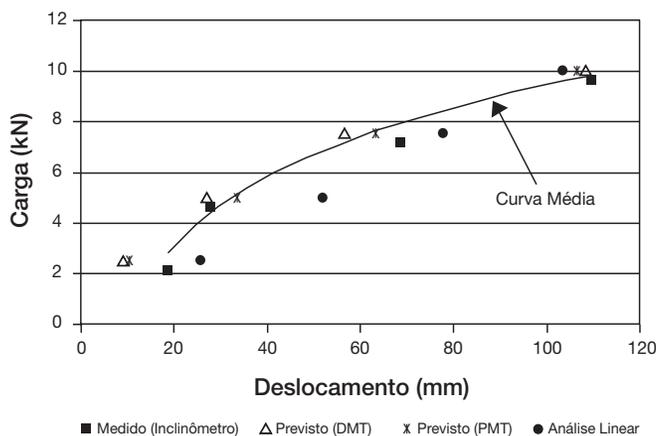


Fig. 117 – Deslocamentos (δ_h) medidos e previstos (Braga, 1998; Coutinho et al., 2005).

Tabela 31 – Deslocamentos (δ_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).

Deformação (mm)	Carga Crítica (kN)			
	Curvas p-y (DMT)		Curvas p-y (PMT)	
	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_f) 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

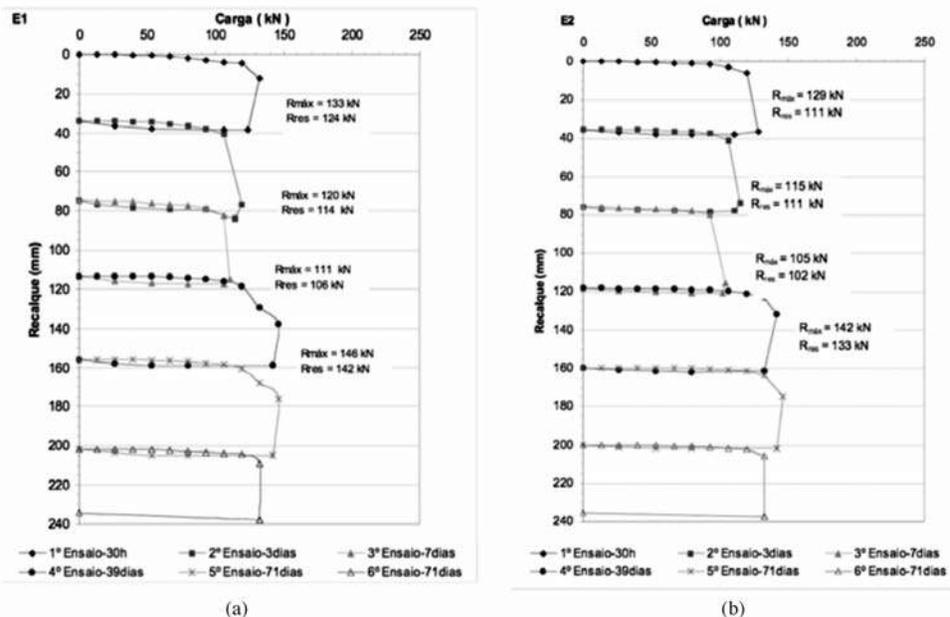


Fig. 118 – Resultados provas de carga rápidas: a) estaca E1; b) estaca E2 (Soares, 2006).

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 (α , β e λ) 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 seqüenciadas, 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 β (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.

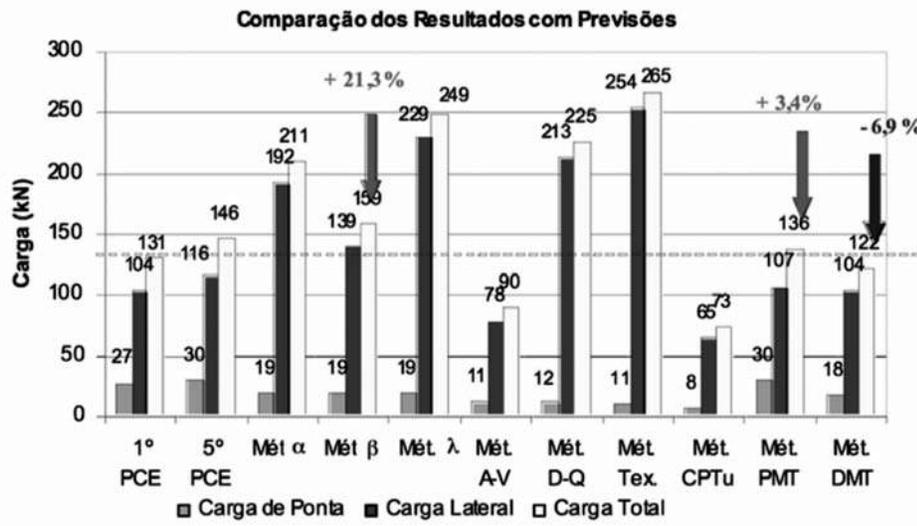


Fig. 119 – Previsão da capacidade de carga baseado em métodos teóricos e semi-empíricos (Soares, 2006).

3.11.4 – Perspectivas

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

a) Ensaio 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;
- Ensaio 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 Ensaio de Cone-penetrometria Realizados na Argila Mole de Sarapuú*. 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 Sarapuú*. Solos e Rochas, Vol. 28, n° 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 K₀ 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 Geológicas 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 CONTENÇÕES*. 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 Nyiyama; 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 Ensaio de Piezocone em Argila Mole na COPPE/UFRJ*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- Menegotto, M. L. (2004). *Previsão da Curva Tensão x Recalque de Ensaio 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). *Ensaio 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 Ensaio 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 Sarapuú*. 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 Sarapuú 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, Nº 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.

XI IV GEO

**CONGRESSO
NACIONAL
DE GEOTECNIA**

**CONGRESSO
LUSO-BRASILEIRO
DE GEOTECNIA**

DE 7 A 11 DE ABRIL 2008
COIMBRA, PORTUGAL
WWW.geo2008.uc.pt

Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Universidade de Coimbra



OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo dos dois congressos é o de promover o contacto entre geotécnicos portugueses, e entre estes e seus colegas brasileiros, com vista a confrontar o modo como, em Portugal e no Brasil, são encarados e resolvidos os problemas relacionados com a concepção, o projecto, a construção, a observação do comportamento, a manutenção e a reabilitação de obras com forte incidência geotécnica.

O primeiro dia será dedicado ao IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, cujo tema é "A Caracterização dos Terrenos para as Obras Geotécnicas". Para além das sessões técnicas em que serão apresentadas as comunicações seleccionadas, prevê-se a realização de duas sessões plenárias com conferências, para cada uma das quais serão convidados um especialista português e outro brasileiro. Os restantes dias serão dedicados ao XI Congresso Nacional de Geotecnia. Serão realizadas sessões técnicas para a apresentação das comunicações seleccionadas e estão previstas seis conferências a proferir por especialistas nacionais e estrangeiros, sendo algumas delas centradas no tema do congresso, "A Geotecnia Portuguesa e os Desafios da Globalização".

As comunicações apresentadas nos dois congressos, bem como as conferências, serão publicadas nas actas dos respectivos eventos e em CD-ROM.

No último dia prevê-se a realização de visitas técnicas a obras geotécnicas em curso no País.

Durante as sessões dos congressos, decorrerá uma exposição técnica, na qual se espera que participem Empresas e Instituições envolvidas em actividades no âmbito da Geotecnia.

Prevê-se ainda a realização de alguns eventos sociais e culturais, cuja divulgação se fará oportunamente.

INSCRIÇÕES

www.geo2008.uc.pt

	até 31/12/07	após 31/12/07
Sócios da SPG/ABMS/ABGE	EUR 350	EUR 400
Não Sócios	EUR 400	EUR 450
Estudantes	EUR 150	EUR 180

COMUNICAÇÕES

Para o Congresso Luso-Brasileiro, as comunicações deverão ser centradas no tema do congresso. Para o Congresso Nacional, as comunicações a apresentar poderão versar um dos seguintes tópicos:

Prospecção e Caracterização Geotécnica
Modelação
Normalização e Legislação
Risco e Segurância
Fundações
Taludes e Estruturas de Suporte
Obras de Terra
Obras Subterrâneas
Melhoramento e Reforço de Maciços
Geotecnia Ambiental

CALENDÁRIO

Envio dos resumos até 20/07/2007
Aceitação dos resumos e envio das instruções para apresentação das comunicações até 01/10/2007
Saída do Boletim nº 2 até 23/11/2007
Envio das comunicações até 03/12/2007

Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações até 18/01/2008
Envio da versão definitiva das comunicações até 15/02/2008
Saída do Boletim nº 3 com o programa definitivo até 1/04/2008
IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia 07/04/2008
Início do XI Congresso Nacional de Geotecnia 08/04/2008

CONTACTOS

Comissão Organizadora do XI Congresso Nacional de Geotecnia

A/C Prof. Jorge Almeida e Sousa
Departamento de Engenharia Civil-FCTUC, Pólo II
Rua Luís Reis Santos, 3030-788 Coimbra
PORTUGAL

COMISSÃO DE ACOMPANHAMENTO

Membros da Direcção e Presidente da Assembleia Geral da SPG
Presidente do Congresso
Emanuel Maranhã das Neves
Manuel Matos Fernandes
Rui Furtado

COMISSÕES ORGANIZADORAS

XI Congresso Nacional

Presidente: Luís Leal Lemos (FCTUC)
António Pedro (FCTUC)
António José Roque (LNEC-SPG)
Claudino Cardoso (UA)
Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)
José Coutinho (FCTUC)
Isabel Pinto (FCTUC)
Nuno Guerra (IST)
Paulo Coelho (FCTUC)
Paulo Lopes Pinto (FCTUC)
Paulo da Venda Oliveira (FCTUC)

IV Congresso Luso-Brasileiro

Alberto Sayão (PUC-ABMS)
António Gomes Correia (UM-SPG)
António Viana da Fonseca (FEUP)
Fernando Marques (FCTUC)
Luís Leal Lemos (FCTUC)
Tarcísio Celestino (EESC)
Waldemar Hächrich (USP)
Willy Lacerda (UFRR)

COMISSÃO CIENTÍFICA

Adelino Veiga Pinto (LNEC)
António Campos e Matos (GEG-FEUP)
António Correia Mineiro (UNL)
António Gomes Coelho (LNEC-COBA)
António Gomes Correia (UM-SPG)
António Pinelo (EP-LNEC)
António Pinto da Cunha (LNEC)
António Silva Cardoso (FEUP)
Baldomiro Xavier (Têxteis Duarte)
Carlos Dinis da Gama (IST)
Célio Lima (EDP-FEUP)
Emanuel Maranhã das Neves (IST)
João Marcelino (LNEC)
Joaquim Barreto (Metropolitano de Lisboa)
Jorge Vasquez (EDIA)
José Alves Paula (OE)
José Delgado Rodrigues (LNEC)
José Luís Machado do Vale (Technosol FGE-SPG)
José Mateus de Brito (CENOR-SPG)
José Vieira de Lemos (LNEC)
Laura Galdeira (LNEC)
Luís Leal Lemos (FCTUC)
Luís Ribeiro e Sousa (LNEC-FEUP)
Manuel Matos Fernandes (FEUP)
Nuno Grossmann (LNEC)
Pedro Sêco e Pinto (LNEC)
Ricardo Oliveira (COBA-UNL)
Rui Correia (LNEC)

Stress Wave

Lisbon | 2008



8-10 | September

The 8th International
Conference on the
**Application of
Stress Wave
Theory to Piles**
Science, Technology
and Practice



Welcome to

Instituto Superior Técnico,
Universidade Técnica de Lisboa, Portugal
(High Technical Institute,
Technical University of Lisbon, Portugal)

Invitation

The International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), the Portuguese Geotechnical Society (SPG) and Instituto Superior Técnico of the Technical University of Lisbon (IST/UTL), invite you to participate in the 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles that will be held in Lisbon from Sept. 8-10th, 2008.

Objectives and Themes

The main objective of the conference is to create a forum for exchange of ideas and experience between researchers, equipment manufacturers and practicing engineers regarding the application of stress-wave theory to piles and other relevant problems and developments on dynamic testing and its relation to the foundation engineering.

In order to widen the contribution of all participants, the conference format will comprise parallel sessions. State-of-the-art presentations of technological developments will also be featured. The conference will also include invited keynote lecturers and presentation and discussion of selected papers in plenary sessions.

Themes will address the following:

1. Wave mechanics applied to pile engineering
2. Relationship between static resistance to driving and long-term static soil resistance
3. Case histories involving measurement and analysis of stress waves
4. Dynamic monitoring of driven piles
5. Dynamic soil-pile interaction models. Numerical and physical modelling
6. High-strain dynamic load test
7. Low-strain integrity test
8. Rapid-load test
9. Monitoring and analysis of vibratory driven piles
10. Correlation of dynamic and static load tests
11. Quality assurance of deep foundations using dynamic methods
12. Incorporation of dynamic testing into design codes and testing standards
13. Ground vibrations induced by pile motions

Call for Abstracts

Prospective authors are asked to submit a one-page abstract of between 250-500 words, before June 1st, 2007. Detailed instructions can be found at the conference web page.

Prof. Jaime Santos
Instituto Superior Técnico, DECivil
Av. Rovisco Pais 1049-001 Lisboa – PORTUGAL
Tel: (+351) 21 841 8418; Fax: (+351) 21 841 8427
Email: sw2008@civil.ist.utl.pt
Webpage: www.civil.ist.utl.pt/sw2008

Tecnologia de Ponta Specialists in Geotechnical In-Situ Tests and Instrumentation

ENSAIOS IN-SITU IN-SITU TESTS

SÍSMICO - Seismic CPT
PIEZOCONE - Cordless CPT system
PALHETA - Electrical field vane apparatus
PRESSIOMÉTRICO - Menard pressuremeter set
DILATOMÉTRICO - Machetti dilatometer



INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION

Estudo
Projeto
Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarab@hotmail.com

208, cj. 65, Capital Federal St., Sumaré
São Paulo SP 01259-010



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M

oficina de textos

Comprehensive books on Brazilian Geotechnical Engineering (in Portuguese). Professional and text books. We also publish books on Geology, Geography, Environment and Remote Sensing.

Editora determinada a consolidar e divulgar a extraordinária experiência brasileira em Engenharia Geotécnica.

Textos universitários e profissionais. Conheça também nossos livros em Geologia, Geografia, Meio Ambiente e Sensoriamento Remoto.

Tel.: +55 (11) 3085-7933
Site: www.ofitexto.com.br

UNIVERSITÁRIO
Curso Básico de Mecânica dos Solos com Exercícios Resolvidos (3ª ed.)
Carlos de Sousa Pinto



PROFISSIONAL
Patologia das Fundações
Jarbas Milititsky
Nilo Consoli
Fernando Schnaid



PROFISSIONAL
Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento
João Francisco A. Silveira



PROFISSIONAL
100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto (2ª ed.)
Paulo Teixeira da Cruz

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

Geogrelha com elevada resistência a cargas de longa duração, ideal para reforço de obras geotécnicas como aterros sobre solos moles, muros de contenção e taludes íngremes.

HaTelit®

Geogrelha resistente à fadiga, com revestimento betuminoso altamente aderente às camadas asfálticas, ideal para o reforço de concreto asfáltico em recapamentos e pavimentos novos.



Fornit®

Geogrelha com elevado módulo de rigidez inicial, ideal para o reforço de base de pavimento e estrutura submetida a cargas cíclicas ou de curta duração.



A Huesker fornece a mais completa linha de geogrelhas, fabricada a partir de poliéster, polipropileno, PVA e aramida, específicas para cada tipo de aplicação.

Acerte na escolha!

 **HUESKER**

Consulte nossos engenheiros. Germany: +49 (2542) 7010 - Brazil: +55 (12) 3903-9300

www.huesker.com - info@huesker.de - huesker@huesker.com.br

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Abastecimento de Água e Saneamento Básico
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Qualidade do Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Sistemas de Informação Geográfica
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL

REGIÃO CENTRO E SUL

Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210125000, (351) 217925000
Fax: (351) 217970348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6.º
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217925000
Fax: (351) 213537492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.º
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229380421
Fax: (351) 229373648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2.º Dto
Bairro do Maculusso - Município da Ingombota
LUANDA
Tel.: (244) 222445693
Fax: (244) 222445693
E-mail: coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Av. da Namaacha, Km 6
Complexo CMC escritório nº44 - Matola
Tel.: (258-21) 780909, Tel.: (258) 824099605
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606 ARGEL
Tel.: (213) 21 922802
Fax: (213) 21 922802
E-mail: coba.alger@gmail.com

BRASIL

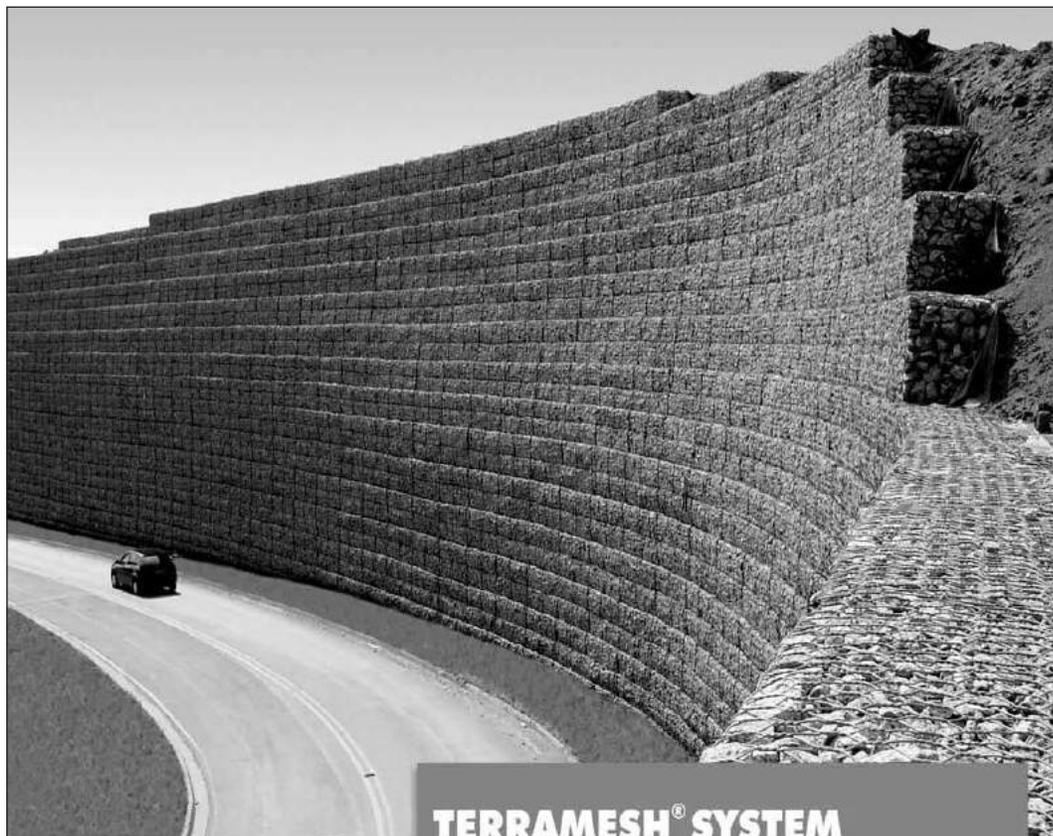
São Paulo
COBA S/C Ltd. - Rua Cardeal Arco Verde
1745 Cj. 94, Bloco A, Pinheiros
São Paulo CEP 05407 - 002
Tel.: (55 11) 381 55 416
Fax: (55 11) 381 52 249

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 408
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3261 17 38
Fax: (55 85) 3261 50 83
E-mail: coba@esc-te.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

Corniche Road - Corniche Tower - 5th Floor - 5B
P.O. Box 38360 Abu Dhabi - United Arab Emirates
Tel.: (971) 2 627 0088
Fax: (971) 2 627 0087



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

- Facilidade construtiva;
- Econômicas;
- Flexíveis;
- Versáteis;
- Baixo impacto ambiental.

MACCAFERRI

BRASIL

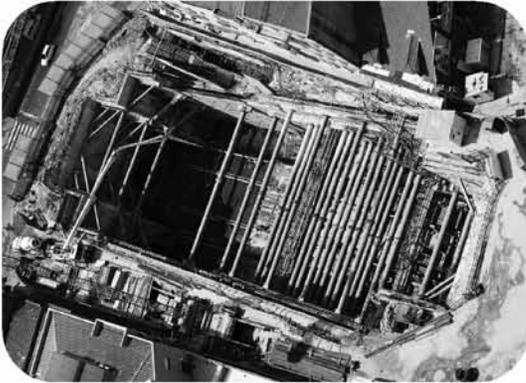
Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

PORTUGAL

Phone: (351) 263 858 030
Fax: (351) 263 858 036
e-mail: maccaferri@mail.telepac.pt
Site: www.maccaferri.pt



Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES



GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS



FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

CENORGEO – Engenharia Geotécnica, Lda
Grupo CENOR www.cenor.pt

Rua das Vigias - Lote 4.25.01A - Piso 1 Parque das Nações 1990 - 506 Lisboa
Tel. 218437300 - Fax 218437317 cenorgeo@cenorgeo.pt





- > **Prospecção Geotécnica**
Site Investigation
- > **Consultoria Geotécnica**
Geotechnical Consultancy
- > **Obras Geotécnicas**
Ground Treatment-Construction Services
- > **Controlo e Observação**
Field Instrumentation Services and Monitoring Services
- > **Laboratório de Mecânica de Solos**
Soil and Rock Mechanics Laboratory

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMECC

*Ensaios Dinâmicos em
Fundações Profundas*

*Consultoria em Engenharia
Geotécnica e de Fundações*

Av. Brasil, 691 - 11º andar - Sta. Efigênia - CEP: 30140-000
Belo Horizonte/Minas Gerais/Brasil
Fone: 55 (31) 3222-1970 - Fax: 55 (31) 3213-7204
Email: geomec.bhz@terra.com.br - Site: www.geomec.com.br





Engenharia Geotécnica



SEDE

Edifício Edifer
Estrada do Seminário, 4 - Alfragide
2610 - 171 Amadora - PORTUGAL
Tel. 00 351 21 475 90 00 / Fax 00 351 21 475 95 00

Escritório Madrid

Calle Rodríguez Marín, Nº 88 1º Dcha
28016 Madrid - ESPANHA
Tel. 00 34 91 745 03 64 / Fax 00 34 91 411 31 87

Escritório Angola

Rua Alameda Van-Dúnem, n.º 265 R/c
Luanda - ANGOLA
Tel. 00 244 222 443 559 / Fax 00 244 222 448 843

Escritório do Porto

Rua Eng. Ferreira Dias, nº 161 2º Andar
4100-247 Porto - PORTUGAL
Tel. 00 351 22 616 74 60 / Fax 00 351 22 616 74 69

Escritório Barcelona

Calle Comte d' Urgell, 204-208 6.º A
08036 Barcelona - ESPANHA
Tel. 00 34 93 419 04 52 / Fax 00 34 93 419 04 16

Escritório da Madeira

Rampa dos Piornais, n.º 5 - Sala 1
9000-248 Funchal - PORTUGAL
Tel. 00 351 291 22 10 33 / Fax 00351 291 22 10 34

Escritório Sevilla

Polígono Industrial de Guadalquivir, C/ Artesania, 3
41120 Gelves (Sevilla) - ESPANHA
Tel. 00 34 955 762 833 / Fax 00 34 955 76 11 75



In Situ
G E O T E C N I A

CURITIBA_PR: 41 3345 1424
VÁRZEA PAULISTA_SP: 11 4596 5921
www.insitu.com.br
insitu@insitu.com.br

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

Sondagens CPTu com Ensaio de Dissipação, Ensaio de Palheta (Vane Test), Coleta de Amostras Indeformadas com Pistão Estacionário, Coleta de Amostras Ambientais, Sondagens SPT e Mistas.



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

Prova de Carga Estática em estacas, Prova de Carga Dinâmica (PDA) em estacas, Ensaio de Integridade (PIT) em estacas, Tomografia de estacas e Prova de Carga em Placa para Fundações e Piso Industrial.



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

Inclinômetros, Piezômetros Elétricos e Casagrande, Extensômetros, Perfilômetros, Medidores de Nível de Água, Monitoramento de Recalque e Poços de Monitoramento.



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

Controle Tecnológico de Campo, Ensaio de Solos e Ensaio de Pavimentos.



INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista são classificados como “Artigos”, “Notas Técnicas” e “Discussões” de artigos anteriormente publicados na revista Geotecnia. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

Entende-se por “Nota Técnica” a descrição de trabalho técnico-científico cujo grau de elaboração não está suficientemente avançado para dar lugar a um artigo, não devendo ter mais do que 10 páginas.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de dois meses.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia deverá ser efectuada através da página electrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direcção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos.

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida um “*template*” para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
3. O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.
4. A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e em rodapé um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.
5. Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.
6. Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada. As figuras devem ser a preto e branco. Os autores deverão garantir, na sua preparação, que linhas e símbolos são legíveis no formato de impressão.
8. As equações devem ser numeradas junto ao limite direito da folha.
9. Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume dos “Proceedings of the Nineth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering” (Tóquio 1977) e com a lista de símbolos organizada em Março de 1970 pela “Commission on Terminology, Symbols and Graphics Representation” da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.
10. As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP-405 de 1996, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis [por exemplo: Skempton e Henkel (1975) ou Lupini et al. (1981)]. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.
11. O artigo deve terminar com uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).
12. Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. “Discussões” e “Respostas” serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.
13. O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação “Discussão” ou “Resposta”. Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.
14. As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa – Portugal
E-mail: spg@lnecc.pt

- 5 Relato da experiência portuguesa em ensaios de carga em estacas.
Parte I: Acções verticais
A. Viana da Fonseca
- 59 Relato da experiência portuguesa em ensaios de carga em estacas.
Parte II: Acções horizontais
Jaime A. Santos
- 99 Campos experimentais brasileiros
Erinaldo H. Cavalcante, Fernando A. B. Danziger, Heraldo L. Giacheti, Roberto Q. Coutinho, Adriano Souza, Alessander 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, Nelcí Helena Maia Gutierrez, Paulo J. Rocha de Albuquerque, Paulo Roberto Chamecki, Renato Pinto da Cunha, Raquel Souza Teixeira, Stélio Maia Menezes, Willy Alvarenga Lacerda