

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 dos 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 Antônio 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 Pejon, 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@lnec.pt
<http://www.lnec.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 Ponticor em Portugal.

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

- | | |
|--|---|
| 3 Mensagem do Presidente da SPG (2004-2008) | A. Gomes Correia |
| 5 Editorial | Luís Joaquim Leal Lemos |
| 9 Comportamento de estacas de pequeno diâmetro em solo de Londrina no Brasil | Gustavo Garcia Galego Campos
Rafael Leite Gonçalves
Miriam Gonçalves Miguel
Antonio Belincanta |
| 35 Estimativa das porosidades efetiva e total em solos brasileiros | Miguel A. Alfaro Soto
Chang Hung Kiang |
| 47 Análise do comportamento de estacas ômega carregadas transversalmente com quatro condições do solo | Gentil Miranda Junior
David de Carvalho
Paulo José Rocha de Albuquerque |
| 61 Modelo MIT-E3: estudo de sensibilidade | Paulo José da Venda Oliveira
Luís Joaquim Leal Lemos |
| 79 O método das ondas superficiais: aquisição, processamento e inversão | Isabel Lopes
Jaime A. Santos
Isabel Moitinho de Almeida |
| 111 Proposta de representação cartográfica para cartas geotécnicas | Beatriz Lima de Paula
Leandro Eugenio da Silva Cerri |

Mensagem do Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (2004 - 2008)

A. Gomes Correia

A Direcção da Sociedade Portuguesa de Geotecnia para o quadriénio 2004-2008 implementou um conjunto de acções que visaram, por um lado, criar um novo projecto editorial em cooperação com a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE) e a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e, por outro lado, acompanhar as novas tecnologias de informação procedendo nomeadamente à edição de um CD-ROM dos números 1 a 100 da revista GEOTECNIA, e à disponibilização da versão electrónica dos números subsequentes.

O novo projecto editorial, envolvendo conjuntamente a SPG, ABGE e ABMS, consistiu em otimizar as capacidades e o alcance das revistas técnicas no domínio da Geotecnia publicadas em Portugal (GEOTECNIA) e no Brasil (Solos e Rochas), transformando as duas revistas existentes em revistas complementares, servindo objectivos distintos, ambas destinadas às comunidades geotécnicas dos dois países. Assim, passou-se a partir de 2007 a editar a Revista Solos e Rochas apenas em língua inglesa, com o nome “Soils and Rocks” com divulgação nacional e internacional, na perspectiva de a transformar, a curto prazo, numa revista referendada internacionalmente. Continuou a editar-se a Revista GEOTECNIA em língua portuguesa, destinada a divulgar os trabalhos da comunidade geotécnica luso-brasileira nos países de língua oficial portuguesa, em particular em Portugal e no Brasil. Este novo formato iniciou-se também em 2007, com o número 109, tendo-se nessa altura ampliado a Comissão Editorial de membros da SPG com membros da ABGE e da ABMS.

No fim do mandato, e em nome da Direcção da SPG, desejo exprimir o maior reconhecimento a todo o corpo editorial da Revista, extensivo a todos quantos de forma directa ou indirecta contribuíram para a elevada qualidade dos números 101 a 112 publicados no quadriénio 2004-2008 da Direcção da SPG. Um agradecimento especial à Direcção da Revista nomeada pela SPG para o quadriénio 2004-2008, na qualidade do seu Director, Prof. Luís Leal Lemos e dos membros da Comissão Executiva, Prof. Nuno Guerra e Inv. Marília Pereira, pela amizade, competência e profissionalismo. É de destacar, em particular, a informatização do sistema de submissão e gestão dos artigos através de um portal próprio. Gostaria, ainda, de prestar a minha homenagem póstuma ao saudoso Investigador e primeiro Director da Revista GEOTECNIA, Inv. Úlpio Nascimento, que nos deixou no final do nosso mandato.

Por fim, um cumprimento e desejo de um óptimo trabalho aos novos membros da Direcção da Revista nomeados pela Direcção da SPG para o quadriénio 2008-2012, o Prof. António Silva Cardoso, como Director, e os Profs. Jaime Santos e Armando Antão, como membros da Comissão Executiva.

Editorial

Luís Joaquim Leal Lemos

Director da Revista Geotecnia (2004 - 2008)

O presente número da Revista Geotecnia é o último da responsabilidade da actual Direcção. Durante o quadriénio 2004-2008 em que tive a honra de exercer as funções de Director da Revista Geotecnia, esta passou a ser a Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, editada conjuntamente pelas sociedades de Geotecnia de Portugal e do Brasil.

Nesse processo, à equipa de Direcção inicial, composta pela Inv. Marília Pereira e pelo Prof. Nuno Guerra, para além de mim próprio, juntaram-se em Março de 2007 os colegas Brasileiros, o Prof. Newton Moreira de Souza, como Director-Adjunto, e os Profs. Maria Giovana Parizzi e Márcio Muniz de Farias. A todos expresso sinceros agradecimentos pela colaboração e contribuições.

Expresso em meu nome pessoal e em nome da Direcção da Revista igual agradecimento à Comissão Editorial, composta por membros nomeados pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia e, desde Março de 2007, por membros indicados pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica e pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. A eles se deve a revisão dos artigos publicados, essencial para a garantia da qualidade científica da Revista. Um agradecimento especial vai, também, para os Colegas que, não sendo membros da Comissão Editorial, contribuíram generosamente para a revisão de trabalhos.

Gostaria, finalmente, de agradecer aos Autores dos artigos por a terem escolhido para a divulgação dos seus trabalhos em língua Portuguesa e a todos os Colegas das associações geotécnicas Portuguesa e Brasileiras que constituem o seu público.

Agradecimentos

A Direcção da Revista GEOTECNIA agradece aos seguintes especialistas que, para além dos membros da Comissão Editorial, colaboraram na apreciação de alguns trabalhos submetidos a publicação na Revista Geotecnia: Fernando Pardo de Santayana (CEDEX), Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues, (ESTG/IPG), Paulo José da Venda Oliveira (FCTUC), Cosme Neves Resende de Moura (FCUP), Maria da Graça Alfaro Lopes (ISEL), José Carlos Miranda Góis (FCTUC), Rui Artur Bártolo Calçada (FEUP).

A DIRECÇÃO DA REVISTA GEOTECNIA



Inv. Eng. Úlpio da Fonseca Nascimento
(1916 – 2007)

O Investigador e Engenheiro Úlpio da Fonseca Nascimento, como Presidente do então Agrupamento Português de Mecânica dos Solos e das Rochas, foi o fundador e principal impulsionador da Revista Geotecnia, que se publicou pela primeira vez em Junho de 1971. Ao seu contributo muito deve a Revista, actualmente “Revista Luso-Brasileira de Geotecnia”.

As Direcções da SPG e da Revista Geotecnia, a que se associam as Direcções da ABMS e da ABGE, prestam esta simples e sincera homenagem à sua memória.

COMPORTAMENTO DE ESTACAS DE PEQUENO DIÂMETRO EM SOLO DE LONDRINA NO BRASIL

Small diameter piles behavior in the soil of Londrina in Brazil

Gustavo Garcia Galego Campos*

Rafael Leite Gonçalves**

Miriam Gonçalves Miguel***

Antonio Belincanta****

RESUMO – O presente trabalho trata do comportamento mecânico de estacas escavadas e apiloadas, executadas na camada superficial de argila siltosa, porosa, laterítica e colapsível, de espessura máxima de 12 metros, característica de grande parte da região de Londrina/Paraná/Brasil. Estas estacas, comumente empregadas em obras de pequeno e médio portes, são executadas totalmente embutidas nessa camada superficial. De modo a avaliar a influência do comportamento laterítico do solo local no desempenho destas estacas, as mesmas foram submetidas a provas de carga estática à compressão, realizadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina, com o solo no teor de umidade natural. As curvas carga *versus* recalque obtidas foram analisadas, segundo os métodos de Décourt (1998 e 2002) e Van der Veen (1953), permitindo a determinação dos valores de capacidade de carga, os quais foram confrontados com os estimados através de formulação semi-empírica clássica.

SYNOPSIS – The present paper focus on the study of bored and pounded piles mechanical behavior, performed in silty clay superficial soil layer, porous, lateritic and collapsible, extending as far as the maximum depth of 12 meters, characteristic of a large part of Londrina/Paraná/Brazil region. These piles, usually applied in small or medium construction sites, are thoroughly built in this superficial layer. To evaluate the influence of the local soil lateritic behavior on the piles' performance, they were submitted by static compression load tests carried out in the Experimental Field of Geotechnical Engineering of Londrina State University, in natural ground humidity condition. The obtained load-settlement curves were analyzed by Décourt (1998 and 2002) and Van der Veen (1953) criteria, allowing the evaluation of pile bearing capacity that were compared to semi-empirical estimative evaluations.

PALAVRAS CHAVE – capacidade de carga, solos lateríticos, provas de carga à compressão.

* Mestre, Professor Assistente. Departamento de Estruturas. Universidade Estadual de Londrina. Brasil.
E-mail: gustavo_ggc@yahoo.com.br

** Engenheiro Civil. Mestre. Sanepar. Departamento de Construção Civil. Universidade Estadual de Londrina. Brasil.
E-mail: rafaelrlg@bol.com.br

*** Dra. Professor Doutor. Departamento de Geotecnia e Transportes. Universidade Estadual de Campinas. Brasil.
E-mail: miriammiguel@uol.com.br

**** Dr. Professor Adjunto. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Estadual de Maringá. Brasil.
E-mail: abelincanta@uem.br

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – Características geotécnicas da região de Londrina/PR

A cidade de Londrina se situa no norte do Estado do Paraná, na região sul do país, cerca de 220 quilômetros à leste do rio Paraná. Essa região apresenta um substrato rochoso constituído, principalmente, de basalto, originado dos derrames e sem cobertura de rocha sedimentar, um relevo ondulado suave, além de climas de verão quente e úmido e de inverno, frio e seco. Como fruto destas condições, os processos de intemperismo atuam até grandes profundidades, originando camadas de solo bastante espessas.

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) “Prof. Saburo Morimoto”, implantado dentro do campus da Universidade Estadual de Londrina/PR, possui uma área de, aproximadamente, 2900 m², destinada à pesquisa geotécnica. O subsolo do CEEG foi caracterizado através da execução de diversos tipos de ensaios, como por exemplo, SPT-T (*Standard Penetration Test with Torque Measurements*), DPL (*Dynamic Probing Light*), DPSH (*Dinamic Probing Super Heavy*), CPT (*Cone Penetration Test*) e DMT (*Dilatômetro de Marchetti*), além da abertura de poços de inspeção. A Figura 1 mostra a carta topográfica planialtimétrica do CEEG, com a distribuição dos furos de sondagens.



Fig. 1 – Planta do CEEG com furos de sondagens distribuídos na área.

Miguel *et al.* (2002), através da análise dos parâmetros de resistência, obtidos nos ensaios *in situ* executados no CEEG, e dos resultados de ensaios de caracterização em laboratório, realizados nas amostras deformadas de solo coletadas durante as sondagens, identificaram que o subsolo do CEEG é constituído por quatro camadas de solo residual de basalto.

A primeira camada, que se estende até a profundidade de 12 m, é constituída de argila siltosa, porosa, vermelha escura, de consistência mole a média, laterítica e colapsível. A segunda, em pro -

fundidades de 12 m até 16 m, é representada por argila siltosa, vermelha, de consistência rija. Em profundidades de 16 m até 21 m, encontra-se a terceira camada de argila silto-arenosa, variegada, de consistência rija a dura e, finalmente, em profundidades maiores de 21 m e menores de 23 m (limite das sondagens), apresenta-se uma camada de argila areno-siltosa, variegada, de consistência dura. O nível d'água é encontrado na cota média de 19 m.

O Quadro 1 mostra os valores médios dos parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios de caracterização em laboratório (teor de umidade natural, massa específica dos sólidos, granulometria conjunta e limites de consistência), além de ensaios de campo (condutividade hidráulica e índice de torque - T_{max}/N_{SPT}), para as quatro camadas de solo do CEEG. Os detalhes desses ensaios, assim como seus resultados íntegros, estão apresentados em Miguel *et al.* (2002) e em Teixeira *et al.* (2003).

De acordo com a classificação genética dos solos proposta por Vaz (1996), as camadas 1 e 2 são constituídas por solos eluviais (SE) e as camadas 3 e 4 por solos de alteração (SA). Segundo a classificação genética proposta por Vargas (1974 e 1985), a camada 1 representa o Horizonte I (solos residuais maduros), a camada 2 o Horizonte II (solos com vestígios de estruturas reliquias de rochas) e as camadas 3 e 4 o Horizonte III (solos definidos como saprolíticos finos e grossos, respectivamente).

Quadro 1 – Valores médios dos parâmetros geotécnicos das camadas de solo do CEEG.

Parâmetros Geotécnicos	Camada 1 0 a 12m	Camada 2 12 a 16m	Camada 3 16 a 21m	Camada 4 21 a 23m
w (%)	33	39	48	45
LL (%)	61	67	74	72
LP (%)	45	50	53	52
IP (%)	16	17	21	20
Argila (%)	81	75	69	62
Silte (%)	12	14	17	18
Areia fina (%)	7	11	15	20
Peso Específico dos Sólidos (kN/m ³)	30,6	30,7	31,0	30,1
Peso Específico Natural (kN/m ³)	14,0	-	-	-
Porosidade (%)	60	-	-	-
Coefficiente de Condutividade Hidráulica (cm/s)	3,2 x 10 ⁻³	-	-	-
Índice de Torque (kgf.m/golpes)	1,00	1,30	1,46	1,40
Consistência	Mole a Média	Rija	Rija a Dura	Dura

1.2 – O solo laterítico da região

O solo da camada superficial é resultante de um intenso intemperismo, sofrido pela rocha basalto de origem, e de um processo de lixiviação, apresentando características de solo laterítico com estruturas

macro e microporosa (Cozzolino e Nogami, 1993). Dessa maneira, esse solo possui elevados valores de condutividade hidráulica e de volume de vazios e baixos valores de massa específica aparente seca.

As argilas presentes no solo da primeira camada apresentam caulinita, gibsitita e vermiculita em sua composição mineralógica, com predomínio do primeiro mineral, além da presença de óxidos de ferro sob a forma de hematita (Teixeira *et al.* 2003). As caulinitas se estruturam como microhexágonos de coloração clara, empilhados uns sobre os outros, enquanto a hematita e a goethita se organizam em agregados esféricos, responsáveis pela cor do solo, segundo resultados de ensaio de microscopia eletrônica de transmissão.

Em termos de granulometria, quando se utiliza defloculante (hexametáfosfato de sódio+carbonato de sódio) no ensaio de sedimentação (NBR 7181/84 – ABNT, 1984), o solo da camada superficial apresenta grande porcentagem de partículas de argila, em torno de 85%, e 11% de silte. No entanto, quando não se utiliza defloculante, a porcentagem de silte ocorre na média de 60%, predominando sobre a de argila, em torno de 25%. De acordo com a NBR 6502/80 (ABNT, 1980), o primeiro ensaio classifica o solo como argila siltosa e o segundo, como silte argiloso, demonstrando a estrutura agregada, típica dos solos finos lateríticos.

Algumas amostras do solo desta camada foram submetidas a ensaios geotécnicos em laboratório por Décourt (2002), apresentando o Índice de Laterização (L) de Ignatius (1991), igual a 1,54 (acima de 0,3 é indicativo de solo laterítico e abaixo de 0,3 não o é), e classificação LG⁺ (argilas lateríticas), segundo a metodologia MCT (Cozzolino e Nogami, 1993).

Lopes *et al.* (2000) demonstraram que o solo da camada superficial do CEEG, até 7 m de profundidade, é também colapsível, por meio de ensaios edométricos em amostras de solo indeformado, coletadas nos poços de inspeção.

Com essas amostras indeformadas, Padilha (2004) também determinou as curvas de retenção de água nas profundidades de 4,0 m e 6,0 m, por meio de ensaios realizados na Pánela de Richards, com procedimento de secagem. As curvas, apresentadas na Figura 2, são típicas de solos nos quais a distribuição dos poros é bimodal, ou seja, mal graduada ou de granulação aberta. Os formatos dessas curvas são típicos de solos arenosos e não de solos de textura fina, reforçando o comportamento granular do solo estudado, em função da estrutura agregada.

A maioria das fundações de obras de pequeno e médio portes na região se encontra embutida total ou parcialmente nesta camada, sofrendo a influência de seu comportamento laterítico e afastando-se, portanto, dos modelos da mecânica dos solos clássica.

As argilas lateríticas, segundo Décourt (2002), apresentam propriedades de rigidez superiores as de outras argilas não lateríticas, mesmo apresentando valores semelhantes de NSPT. Dessa maneira, os métodos clássicos de previsão de capacidade de carga de fundações embutidas nessas argilas tornam-se conservadores frente aos resultados reais.

Com relação à colapsibilidade, entretanto, esses métodos se colocam contra a segurança, uma vez que não consideram a redução da capacidade de carga das fundações quando o solo sofre o colapso, chegando, no caso de Londrina, a reduções que variam na ordem de 34 % a 50 % para as estacas escavadas com trado manual (Miguel *et al.*, 2003 e Miguel e Belincanta, 2004).

1.3 – Estacas de pequeno diâmetro correntes na região

Em obras de pequeno porte, executadas na região de Londrina, são muito utilizadas como fundações dois tipos de estacas de pequeno diâmetro: escavadas com trado manual (brocas manuais) e api-

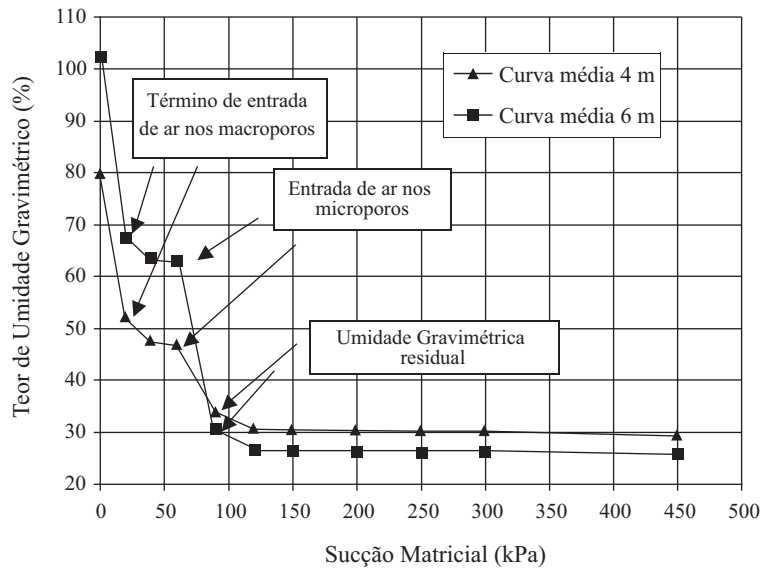


Fig. 2 – Curvas médias de retenção de água do solo da camada superficial do CEEG.

loadas com queda livre de pilão. O predomínio dessas estacas na região se dá, em parte, em função da facilidade técnica de suas execuções em solos porosos, coesivos, situados acima do nível d'água, dispensando assim o uso de revestimento.

1.3.1 – Estacas escavadas com trado manual

As estacas escavadas com trado manual possuem baixo custo de execução por não exigir equipamentos e nem mão-de-obra especializada. As cargas, pelas quais são submetidas, variam de 10 a 50 kN. O processo executivo consiste em escavar o furo com o trado manual de diâmetro conhecido (usuais de 20cm, 25cm e 30cm) até a profundidade de projeto e, depois, preenchê-lo com concreto auto-adensável, de resistência à compressão média (f_{cm}) de 13 MPa.

No geral, o uso do concreto tem levado ao superdimensionamento desses elementos estruturais de fundações. Dessa maneira, trabalhos recentes (Miguel *et al.*, 2004) têm sugerido o uso de solo-cimento plástico como material de preenchimento dessas estacas, com o objetivo de reduzir custos em obras populares na região. O solo-cimento constitui-se de uma mistura de solo, cimento e água, em proporções previamente estabelecidas, através de uma dosagem racional.

O solo retirado da própria escavação do furo da estaca é devidamente peneirado e misturado com uma porcentagem de cimento e água, até se atingir uma trabalhabilidade adequada de argamassa. O traço, em volume, utilizado é igual 1:18, ou seja, para um 1 litro de cimento são utilizados 18 litros de solo local peneirado (consumo de cimento de 180 kg/m³).

O material apresenta valores de resistências à compressão menores do que o concreto, mas compatíveis com a capacidade resistente do elemento estrutural, exigida nestas condições. Além disso, a mistura solo-cimento possui um custo menor que o concreto, chegando, em termos de material, a gerar uma economia de 56,6 % nos custos na execução das estacas brocas na região de Londrina/PR.

As estacas escavadas com trado manual, em função de seu processo executivo, apresentam baixas resistências de ponta. O contato do trado com as paredes do furo na fase de escavação culmina no desprendimento de solo e na sua deposição no fundo do furo. A limpeza do furo, além de não ser uma prática comum na região, na maioria das vezes não é realizada com sucesso. Assim, as resistências ao atrito lateral, em geral, são as responsáveis pela capacidade de carga dessas fundações.

1.3.2 – Estacas apiloadas

O processo executivo das estacas apiloadas consiste na abertura do furo por queda livre de um pilão cilíndrico de aço (apiloamento) de massa variando entre 300 kg a 600 kg, diretamente sobre o local de implantação da estaca. Com o apiloamento, ocorre o deslocamento do solo tanto na direção vertical como na direção horizontal.

Após a abertura do furo, na região de Londrina/PR, pode-se optar por duas variantes de concretagem: a) pelo apiloamento do concreto seco (baixo teor água/cimento) em camadas, desde a base até o topo, b) pelo lançamento de um lastro de brita na base do furo (conhecido por “pé”) e posterior apiloamento dessa base, seguido pelo simples lançamento do concreto auto-adensável.

As estacas executadas com o primeiro procedimento descrito foram designadas de estacas apiloadas com apiloamento do concreto, enquanto que as estacas executadas, de acordo com o segundo procedimento, foram designadas de estacas apiloadas com lançamento do concreto e com “pé”.

Em função da utilização do pilão para a abertura do furo, os solos ao redor do fuste dessas estacas e subjacente à ponta das mesmas sofrem uma diminuição do índice de vazios, que implica no aumento de sua resistência mecânica.

Quando as estacas apiloadas são preenchidas por apiloamento do concreto seco, após a abertura do furo por pilão, em etapas desde a base até o topo do furo, acredita-se que a ponta da estaca sofre um alargamento e pequenos bulbos no fuste se formam aumentando com isto a área de contato fuste-solo. Nesse caso, ambas as resistências, de ponta e ao atrito lateral, contribuem para a capacidade de carga da estaca.

No entanto, quando essas estacas são preenchidas por concreto auto-adensável depois da abertura do furo por pilão, precedendo a concretagem, executa-se o “pé” da estaca (lançando-se brita nº 1, no volume de aproximadamente uma “carriola” cheia, seguida do apiloamento do material no fundo do furo através do pilão), havendo portanto um ganho de resistência de ponta significativo em relação à resistência lateral. Maiores detalhes sobre a execução das estacas apiloadas podem ser vistos em Campos (2005).

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Execução das estacas e das provas de carga

No CEEG foram executadas estacas escavadas com trado manual (preenchidas com concreto auto-adensável e com solo-cimento plástico) e estacas apiloadas (com lançamento de concreto e “pé” de brita e com apiloamento de concreto), conforme procedimentos já descritos. O Quadro 2 resume o número, o tipo de estacas ensaiadas, assim como suas características geométricas e simbologias adotadas.

Quadro 2 – Características das estacas de pequeno porte ensaiadas.

Estaca (designação)	Material	D (cm)	L (m)	Quantidade	f _{cm} (MPa)	Slump (cm)
Estacas Escavadas com Trado Manual (ETM)						
ETM1L3; ETM2L3; ETM3L3	Concreto	20	3	3	14,7	10
ETM1L6; ETM2L6; ETM3L6			6			
ETM1L3; ETM2L3; ETM3L3	Solo-cimento	20	3		3,3	10
Estacas Apiloadas com Apiloamento do Concreto (ACA)						
ACA3(1); ACA3(2); ACA3(3)	Concreto	20	3	3	25	0
ACA6(1); ACA6(2); ACA6(3)			6			
Estacas Apiloadas com Lançamento do Concreto e com “Pé” de Brita (ACL)						
ACL3(1); ACL3(2); ACL3(3)	Concreto	20	3	3	20	10
ACL6(1); ACL6(2); ACL6(3)			6			

O sistema reativo, para cada estaca broca manual ensaiada, operou através de duas estacas de reação do tipo escavada com trado mecânico (broca mecânica), com comprimento de 8 m e diâmetro de 30 cm. Essas estacas foram armadas com 3 barras de diâmetro 8,0 mm e 7,5 m de comprimento, soldadas a um tirante *Dywidag* (aço de ST 85/105 e diâmetro igual a 32 mm) com 1,0 m de comprimento. A extremidade superior dessa barra ficava acima do nível do terreno cerca de 15 cm, com a finalidade de ser ancorada ao sistema de reação. O concreto utilizado para a execução das estacas de reação foi do tipo usinado de resistência à compressão característica (f_{ck}) igual a 15 MPa e *Slump* 7 cm.

Todas as estacas foram submetidas a provas de carga estática à compressão, caracterizadas como do tipo mista (Alonso, 1997), ou seja, os estágios de carregamento iniciais foram do tipo lento até a respectiva carga admissível e, atingida essa carga, os estágios de carregamento prosseguiram do tipo rápido até o deslocamento máximo dos extensômetros (50 mm). O descarregamento foi feito em estágios do tipo rápido (NBR 12.131/91 – ABNT, 1991).

As estacas utilizadas como reações do sistema de carregamento para as estacas apiloadas foram do tipo Strauss, executadas com o pilão de 400 kg para a abertura do furo até 7 m e, após a abertura, foi colocado um tubo de revestimento de diâmetro 32 cm e de 3 m de comprimento. O espaçamento adotado entre estacas de reação foi de três metros. A escavação até 12 m foi realizada por meio de sonda (piteira) e a concretagem com concreto auto-adensável, sem apiloamento, de *Slump* de 17 cm e f_{cm} de 20 MPa. A armadura dessas estacas se consistiu em quatro barras com $\phi 8$ mm, todas com 12 m de comprimento, sendo soldadas em suas extremidades a uma barra *Dywidag* com $\phi 32$ mm e comprimento 1,15 m. A extremidade superior dessa barra também ficava acima do nível do terreno cerca de 15 cm, para servir de ancoragem ao sistema de reação.

O valor de umidade do solo, durante as provas de carga, se situou próximo ao teor de umidade natural, em torno de 33 %, com valor médio correspondente de sucção matricial, estimado segundo a Figura 2, cerca de 90kPa.

As cargas admissíveis foram obtidas por meio do método de previsão semi-empírico baseado no N_{SPT} e proposto por Décourt e Quaresma (1978). Os coeficientes α e β utilizados na estimativa foram iguais a 1,0 (Décourt, 1996). No cálculo da estimativa da capacidade de carga foram utilizados os furos de sondagens SPT-T mais próximos das estacas brocas manuais (Furo 5) e das estacas apiloadas (Furo 9), ilustrados pela Figura 3. O Quadro 3 apresenta os valores das capacidades de carga estimadas para cada fundação, assim como as respectivas cargas admissíveis.

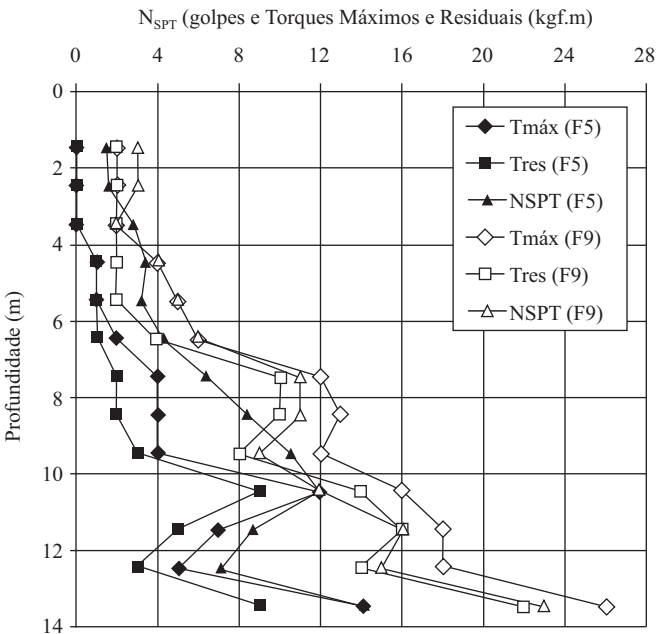


Fig. 3 – Ensaio SPT-T para os furos 5 e 9.

Quadro 3 – Valores estimados de capacidade de carga por Décourt e Quaresma (1978).

Estacas	$P_{u,est}$ (kN)	$R_{l,est}$ (kN)	$R_{p,est}$ (kN)	$P_{adm,est}$ (kN)
Escavadas (L = 3 m)	35,0	25,1	9,8	17,5
Escavadas (L = 6 m)	80,3	62,8	17,5	40,2
Apiloadas (L = 3 m)	36,4	25,4	11,0	18,2
Apiloadas (L = 6 m)	90,5	62,9	27,6	45,3

2.2 – Métodos de determinação da Capacidade de Carga através das curvas carga versus recalque

Neste trabalho foram utilizados dois métodos de identificação da carga de ruptura: a) proposto por Décourt (1998 e 2002) e b) proposto por Van der Veen (1953). O primeiro método propõe um

gráfico dos valores de rigidez (razão entre carga e respectivo recalque) versus os valores de carga (GR), obtidos do ensaio, sendo o valor limite do recalque, utilizado na regressão linear, igual a 2% do diâmetro da estaca. A reta formada por estes pontos é prolongada até o eixo das abscissas, indicando o valor da carga de ruptura. Em estacas de deslocamento, este método estima a carga de ruptura (P_u), como é o caso das estacas apiloadas. Em estacas escavadas, o valor estimado pelo método da rigidez é a resistência ao atrito lateral (R_l).

Em função das estacas não serem instrumentadas, para a estimativa da resistência lateral, foi também utilizado o Método de *Brierley* Modificado (MBM), *apud* Décourt (1998 e 2002), no qual são considerados os pontos da curva carga *versus* recalque, situados no intervalo de r/D (recalque sobre diâmetro da seção transversal do fuste) entre 2 % e 4 %.

O segundo método, modificado por Aoki (1976), consiste em adaptar à curva carga *versus* recalque a uma função exponencial do tipo (1).

$$P = P_u \cdot \left(1 - e^{-(a \cdot r + b)}\right) \quad (1)$$

onde

P : é a carga correspondente a um recalque r ;

P_u : é a carga última (ruptura física);

a : é o coeficiente de forma da curva;

b : é o intercepto no eixo dos recalques;

O método de Van der Veen (VV) foi utilizado para determinar as cargas de ruptura (P_u) das estacas escavadas com trado manual. A determinação da resistência ao atrito lateral (R_l) foi realizada adotando-se a proposta de Décourt (1998, 2002) que utiliza o MBM e o Gráfico de Rigidez (GR), considerando os resultados das curvas carga *versus* recalque.

Segundo Décourt (2002), o método MBM, provavelmente, subestima o valor exato de R_l e o método GR, ao contrário, provavelmente, superestima o valor real de R_l . Portanto foram consideradas quatro estimativas desta parcela de resistência: a) aquela obtida pelo MBM, b) a mesma, porém majorada de 10%, c) aquela obtida pelo método GR e d) a mesma, porém minorada de 10%. Os valores extremos foram descartados, restando apenas dois valores intermediários, cuja média foi considerada como a melhor estimativa de R_l .

No caso das estacas apiloadas, os métodos adotados para a determinação da capacidade de carga (P_u), por meio das curvas carga *versus* recalque, foram o Van der Veen (VV) e o Gráfico de Rigidez (GR), considerando os valores médios obtidos por ambos os métodos. Na estimativa de P_u pelo método GR, pelo fato desse método superestimar esse valor, adotou-se a recomendação de minorá-lo em 10 %.

3 – RESULTADOS E ANÁLISES

3.1 – Estacas escavadas com trado manual

As curvas carga *versus* recalque obtidas nas provas de carga para as estacas em concreto ($L = 3$ m e $L = 6$ m) e em solo-cimento plástico ($L = 3$ m) estão apresentadas nas Figuras 4 a 6. Junto a essas figuras, estão representados nas curvas os pontos (em maior tamanho) referentes aos valores r/D entre 2 % e 4 %, para a estimativa da parcela da capacidade de carga resistida pelo atrito

lateral (R_l), segundo o MBM. As equações contidas nessas figuras representam a equação da reta que passa pelos pontos e o seu cruzamento com o eixo das cargas define o valor de (R_l). As curvas rigidez versus carga, para a estimativa de R_l , das estacas em concreto ($L = 3 \text{ m}$ e $L = 6 \text{ m}$) e em solo-cimento plástico ($L = 3 \text{ m}$), estão apresentadas nas Figuras 7 a 9, respectivamente. Juntamente a essas figuras, estão representados os pontos (em maior tamanho) utilizados para o traçado das curvas de tendência, as quais definiram a estimativa da resistência por atrito lateral (R_l), segundo o método GR.

Nas Figuras 4 a 6, empregaram-se os símbolos (r) e (R_l) para designar a função de recalque em função da carga (P) e o valor obtido para a resistência lateral da estaca através do MBM, respectivamente. Além disso, nas Figuras 7 a 9, apresentaram-se uma expressão da carga (P) em função da rigidez da estaca (Rig) e a estimativa da resistência lateral da estaca (R_l) de acordo com o método GR.

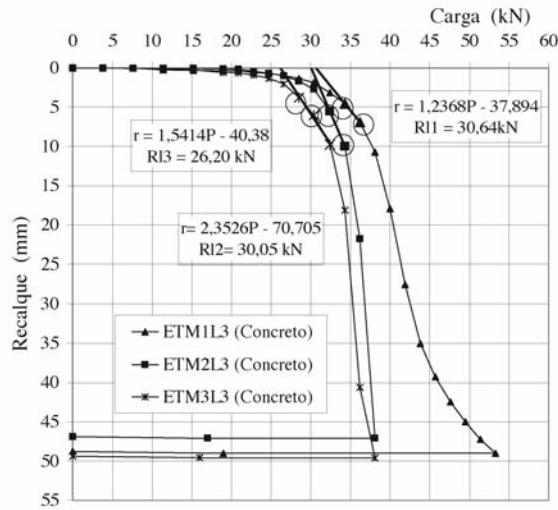


Fig. 4 – Curvas carga *versus* recalque (ETM com $L = 3 \text{ m}$ de concreto) e aplicação do MBM.

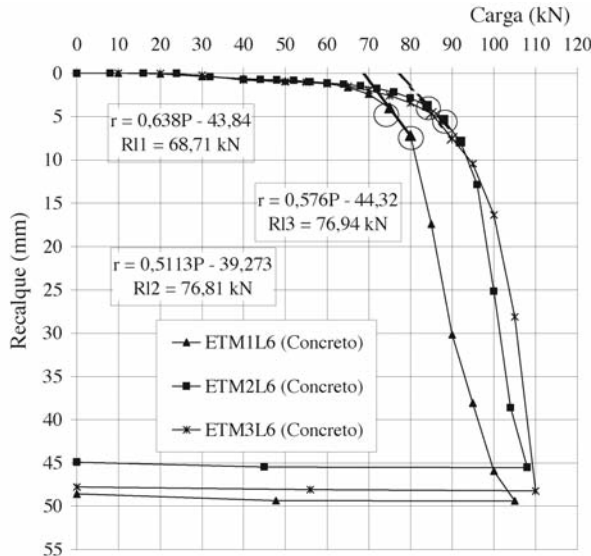


Fig. 5 – Curvas carga *versus* recalque (ETM com $L = 6 \text{ m}$ de concreto) e aplicação do MBM.

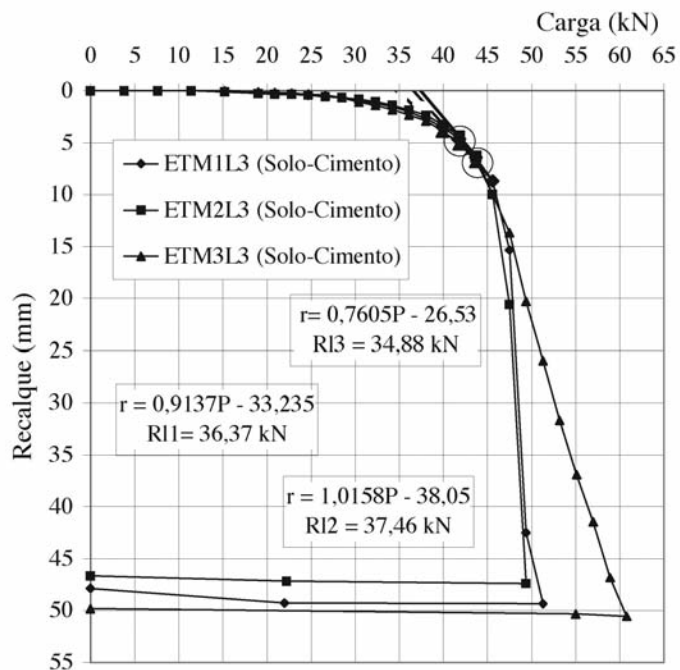


Fig. 6 – Curvas carga versus recalque (ETM com L = 3 m de solo-cimento plástico) e aplicação do MBM.

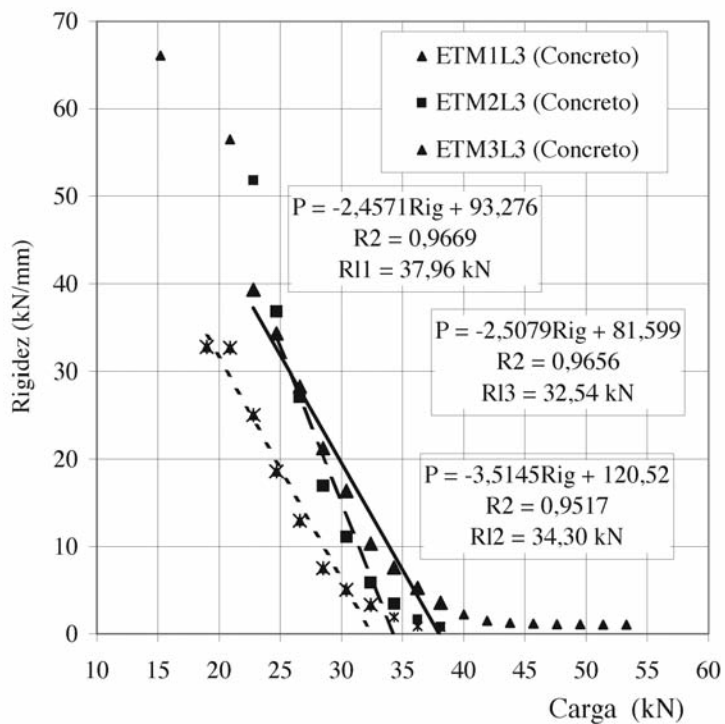


Fig. 7 – Curvas carga versus rigidez para as ETM com L = 3 m de concreto.

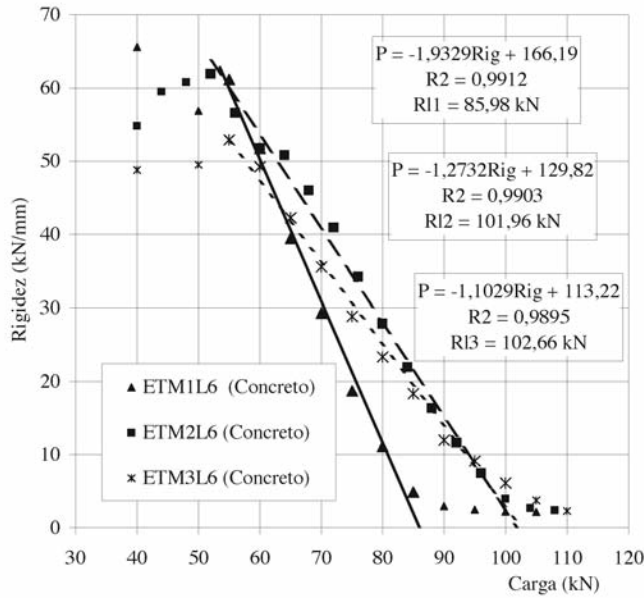


Fig. 8 – Curvas carga *versus* rigidez para as ETM com L = 6 m de concreto.

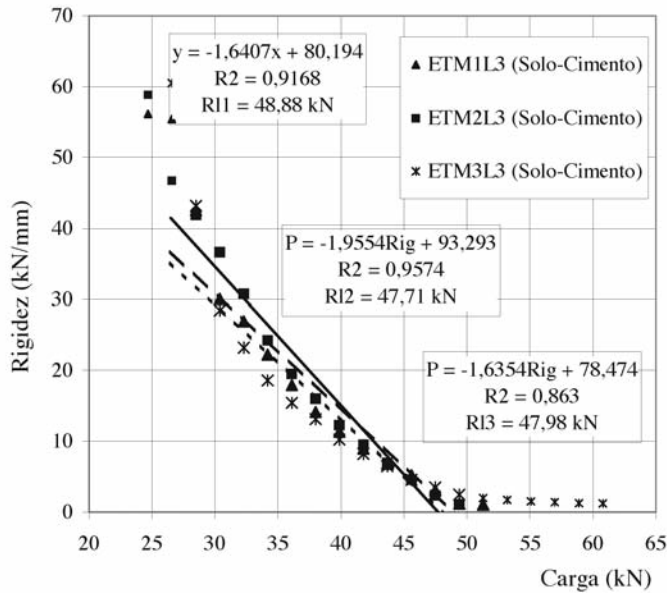


Fig. 9 – Curvas carga *versus* rigidez para as ETM com L = 3 m de solo-cimento plástico.

O Quadro 4 apresenta os valores R_f obtidos para cada estaca escavada com trado manual, por meio do método MBM e do método GR, e os seus valores majorados de 10 % e minorados de 10 %, respectivamente, devido às observações de Décourt (2002). Além disso, o Quadro 4 apresenta as médias obtidas das estimativas de R_f . No Quadro 5, encontram-se, para cada estaca ensaiada, os valores de carga de ruptura (P_u) e de resistência de ponta, sendo os últimos obtidos pela subtração

dos valores de R_l dos valores respectivos de P_u . O Quadro 6 apresenta os valores médios de carga admissível, considerando Fator de Segurança Global (FSG) à ruptura igual a 2,0, segundo a NBR 6122/96 (ABNT, 1996), e os valores médios de recalques referentes à carga admissível.

As curvas carga *versus* recalque das estacas escavadas, mostradas nas Figuras 4 a 6, indicam que todas as fundações apresentaram curvas de comportamentos muito similares. Juntamente com as Figuras 6 a 8, observa-se a aplicabilidade dos métodos de Rigidez e MBM nas fundações estudadas, para a determinação das resistências ao atrito lateral, cujos valores, apresentados no Quadro 4, indicam boa concordância, considerando a dispersão natural do solo da região.

O método executivo dessas estacas se expressa nos baixos valores de resistência de ponta e, conseqüentemente, nos altos valores de R_l , com relação à P_u . Esse comportamento pode ser observado pelos valores de $R_{l, \text{Médio}}$ e de R_p , apresentados no Quadro 5. No caso das estacas com $L = 3\text{m}$, as porcentagens dos valores de R_l e R_p com relação aos de P_u são, em média, 81,7 % e 18,3 %, respectivamente. Para as estacas de solo-cimento, essas porcentagens são muito equivalentes, apresentando, em média, 84 % e 16 %, respectivamente. As estacas de concreto com $L = 6\text{m}$, já apresentam um ligeiro aumento da porcentagem de R_p , cerca de 22,5 %, e uma diminuição da porcentagem de R_l , em torno de 77,5 %. No Quadro 5 também foram apresentados os valores da resistência lateral unitária média ($t_{l, \text{Médio}}$) e da resistência de ponta unitária média ($q_{p, \text{Médio}}$) das estacas escavadas ensaiadas.

Quadro 4 – Valores de (R_l) estimados pelos métodos MBM e RG, para as estacas escavadas com trado manual.

Estaca escavada com trado manual	R_l (kN)				
	R_l (MBM)	1,1 R_l (MBM)	R_l (GR)	0,9 R_l (GR)	R_l (Média)
ETM1L3 (Concreto)	30,6	33,7	38,0	34,2	34,0
ETM2L3 (Concreto)	30,1	33,1	34,3	30,9	32,0
ETM3L3 (Concreto)	26,2	28,8	32,5	29,3	29,1
ETM1L6 (Concreto)	68,7	75,6	86,0	77,4	76,5
ETM2L6 (Concreto)	76,8	84,5	102,0	91,8	88,1
ETM3L6 (Concreto)	76,9	84,6	102,7	92,4	88,5
ETM1L3 (Solo-cimento)	36,4	40,0	48,9	44,0	42,0
ETM2L3 (Solo-cimento)	37,5	41,2	47,7	42,9	42,0
ETM3L3 (Solo-cimento)	34,9	38,4	48,0	43,2	40,8

As estacas preenchidas com solo-cimento plástico apresentaram, em média, maior valor de resistência ao atrito lateral que a mesma estaca preenchida com concreto, cerca de 31 % superior.

Comparando os valores de P_u , R_l , estimados por Décourt e Quaresma (1978) apresentados no Quadro 3, com os valores obtidos na análise dos resultados das provas de carga, nota-se certo conservadorismo na aplicação deste método para as estacas escavadas na região, principalmente, para as estacas de concreto de maior comprimento e para as estacas de solo-cimento. Os valores de R_l analisados chegam a ser superiores aos estimados pelo método, em média, de: 26 % para as estacas

Quadro 5 – Valores de (P_u), de (R_t) e de (R_p) para as estacas escavadas

Estaca escavada com trado manual	$P_{(VV)}$ (kN)	$R_{t,Médio}$ (kN)	$t_{t,Médio}$ (kN/m)	R_p (kN)	$q_{p,Médio}$ (kN/m)
ETM1L3 (Concreto)	40,1	34,0	11,3	6,1	2,0
ETM2L3 (Concreto)	38,1	32,0	10,7	6,1	2,0
ETM3L3 (Concreto)	38,3	29,1	9,7	9,2	3,1
<i>Média</i>	<i>38,8</i>	<i>31,7</i>	<i>10,6</i>	<i>7,1</i>	<i>2,4</i>
ETM1L6 (Concreto)	108,0	76,5	12,8	31,5	5,2
ETM2L6 (Concreto)	108,5	88,1	14,7	20,4	3,4
ETM3L6 (Concreto)	110,2	88,5	14,8	21,7	3,6
<i>Média</i>	<i>108,9</i>	<i>84,4</i>	<i>14,1</i>	<i>24,5</i>	<i>4,1</i>
ETM1L3 (Solo-cimento)	51,4	42,0	14,0	9,4	3,1
ETM2L3 (Solo-cimento)	49,4	42,0	14,0	7,4	2,5
ETM3L3 (Solo-cimento)	47,8	40,8	13,6	7,0	2,3
<i>Média</i>	<i>49,5</i>	<i>41,6</i>	<i>13,9</i>	<i>7,9</i>	<i>2,6</i>

de concreto com $L = 3\text{m}$, 34 % para as estacas de concreto com $L = 6\text{m}$ e 66 %, para as estacas de solo-cimento plástico. Com relação aos valores de R_p obtidos na análise, nota-se que são ligeiramente menores que os obtidos pela estimativa do método para as estacas de comprimento $L = 3\text{m}$, ou seja, a sua aplicação leva a valores um pouco superestimados. Já para as estacas de maior comprimento tem-se que uma estimativa ligeiramente conservadora, empregando-se o método de Décourt e Quaresma (1978).

Observando os valores de recalques referentes à carga admissível (r_{adm}) no Quadro 6, nota-se semelhança de comportamento entre as estacas de concreto e de solo-cimento. As estacas com $L = 6\text{m}$ apresentam valores de r_{adm} , cerca de 2,5 vezes superiores aos das estacas de comprimento menores.

Quadro 6 – Valores médios de (P_{adm}) e de (r_{adm}) para as estacas escavadas.

Estaca escavada com trado manual	P_u (kN)	P_{adm} (kN)	r_{adm} (mm)
Concreto ($L = 3\text{m}$)	38,8	19,4	0,4
Concreto ($L = 6\text{m}$)	108,9	54,4	1,0
Solo-cimento ($L = 3\text{m}$)	49,5	24,8	0,4

3.2 – Estacas apiloadas

Nas Figuras 10 e 12 mostram-se alguns aspectos observados no fuste de estacas apiloadas, do tipo ACA e ACL, que foram inspecionadas *in situ*. As curvas carga *versus* recalque obtidas nas provas de carga para as estacas apiloadas em concreto ($L = 3\text{m}$ e $L = 6\text{m}$) estão apresentadas nas

Figuras 13 a 16. Nessas figuras, estão representados os pontos referentes aos valores r/D iguais a 2 % e 4 %, utilizados para a estimativa capacidade de carga por atrito lateral (R_l), segundo o MBM.

As curvas carga *versus* rigidez, para a estimativa da capacidade de carga P_u das estacas apiloadas ACL e ACA com $L = 3$ m e $L = 6$ m, estão apresentadas nas Figuras 17 a 20. Também, estão representados os pontos (em maior tamanho) utilizados para o traçado das curvas de tendência, as quais definiram a estimativa de P_u , segundo o método GR.

Em função do longo período de tempo ocorrido entre a execução das estacas apiloadas e a realização das provas de carga, considerou-se que houve relaxação dos eventuais esforços aprisionados (cargas residuais), desenvolvidos durante os processos de apiloamento.

O Quadro 7 apresenta os valores obtidos de R_l , para cada estaca ensaiada, por meio do método MBM e os seus valores majorados de 10 %. O Quadro 8 apresenta os valores das estimativas de P_u pelos métodos de VV e de GR, assim como os valores obtidos por esse último método, minorados em 10 %, e a média dos valores estimados de P_u . Os valores de capacidade de carga (P_u), resistências de ponta (R_p) e ao atrito lateral (R_l) são apresentados no Quadro 9. No Quadro 10 são apresentados os valores médios de carga admissível, considerando Fator de Segurança Global (FSG) à ruptura igual a 2,0 (NBR 6122/96) e os valores médios de recalques referentes à carga admissível.

As curvas de carga *versus* recalque das estacas apiloadas com lançamento do concreto e com “pé”, apresentadas nas Figuras 13 e 14, mostram que as curvas das estacas de menor comprimento (ACL3), de maneira geral, apresentam um comportamento mais homogêneo do que as obtidas para estacas mais longas (ACL6), apesar da estaca ACL3(1) desviar-se sensivelmente das demais. As estacas ACL6, ao contrário das estacas mais curtas, não foram ensaiadas até o nível de recalque próximo a 50 mm, por limitação do sistema de reação das provas de carga.

Quanto às estacas com apiloamento do concreto, observa-se da Figura 15 que o formato das curvas carga *versus* recalque das estacas curtas (ACA3) são visivelmente semelhantes. Quanto às curvas das estacas mais longas (ACA6) da Figura 16, observa-se uma boa proximidade entre as estacas ACA6(1) e ACA6(2) e uma anomalia ocorrida com a estaca ACA6(3).

Esta discrepância da estaca ACA6(3) foi fruto de uma falha ocorrida na fase de execução e diagnosticada por “estrangulamento do fuste”, ou seja, ocorreu a mistura de solo à massa de concreto ao proceder o apiloamento do fuste, acarretando assim o seu estrangulamento. A Figura 10 mostra a estaca ACA6(3) após sua extração, evidenciando o fato. Dessa maneira, o comportamento da ACA6(3) não foi considerado nos resultados apresentados neste trabalho.

As Figuras 13 a 16 também mostram a aplicabilidade do método MBM para as estacas apiloadas, para a determinação das resistências ao atrito lateral, cujos valores foram apresentados no Quadro 7. Esses valores, no geral, foram mais expressivos para as estacas com apiloamento do concreto. Houve uma exceção desse comportamento observado para a ACL6 (1), que mostrou desempenho muito superior às demais evidenciando a heterogeneidade do solo local, após inspeção *in situ* (Figura 11).

As Figuras 17 a 20 e o Quadro 8 indicam que o uso simultâneo dos métodos de Van der Veen (VV) e o Gráfico de Rigidez (GR) mostra-se bastante satisfatório na definição da capacidade de carga das estacas ACL3 e ACL6, pois os resultados são relativamente próximos. A minoração do resultado do GR em 90% do valor obtido, proposta por Décourt (2002), foi adequada especialmente para as estacas mais longas (ACL6).



Fig. 10 – Estrangulamento do fuste da estaca ACA6(3).



Fig. 11 – Inspeção *in situ* da ACL6(1).



Fig. 12 – Maior diâmetro das estacas ACAs (à esquerda) em relação às ACLs (à direita).

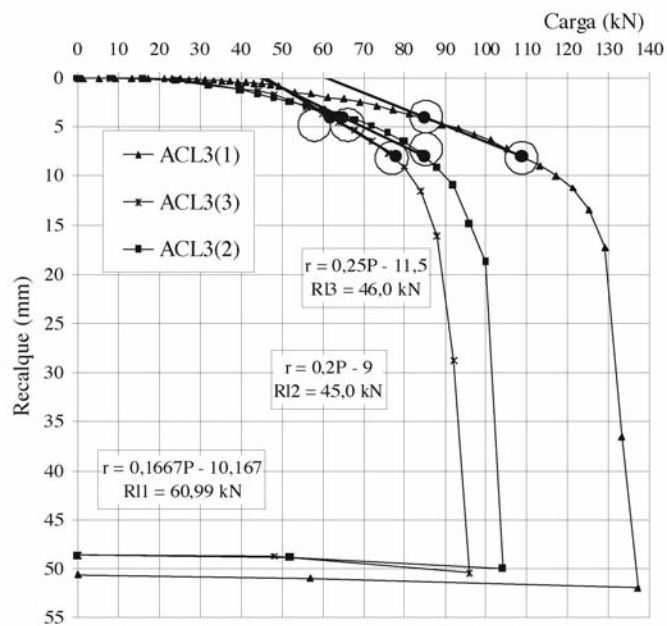


Fig. 13 – Curvas carga versus recalque (ACL3) e aplicação do MBM.

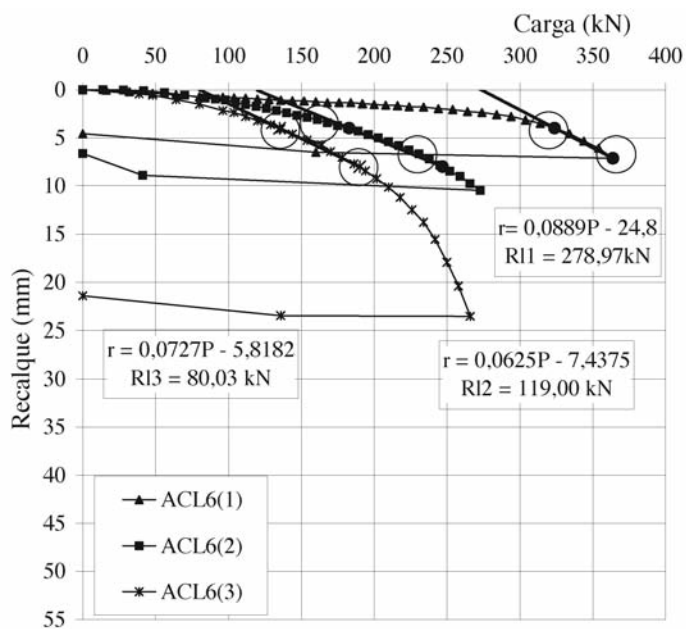


Fig. 14 – Curvas carga *versus* recalque (ACL6) e aplicação do MBM.

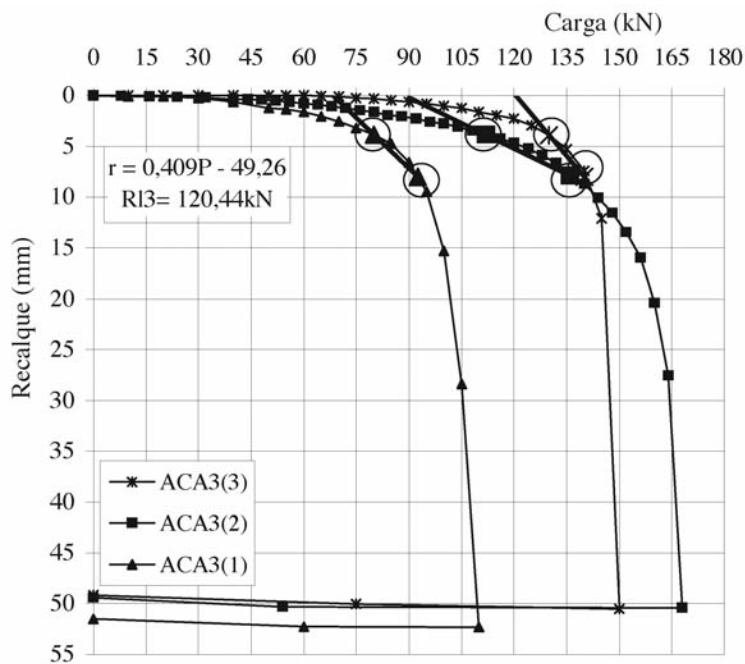


Fig. 15 – Curvas carga *versus* recalque para as (ACA3) e aplicação do MBM.

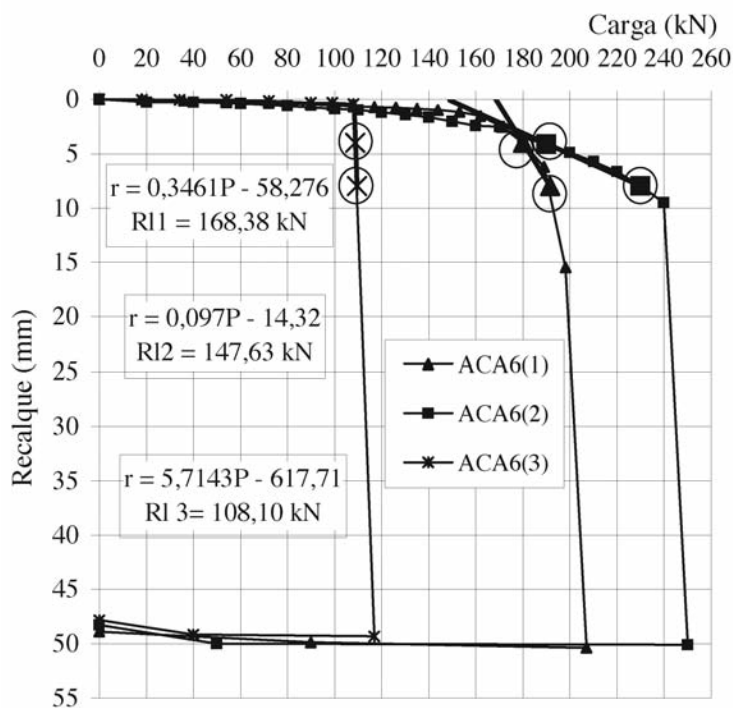


Fig. 16 – Curvas carga *versus* recalque para as (ACA6) e aplicação do MBM.

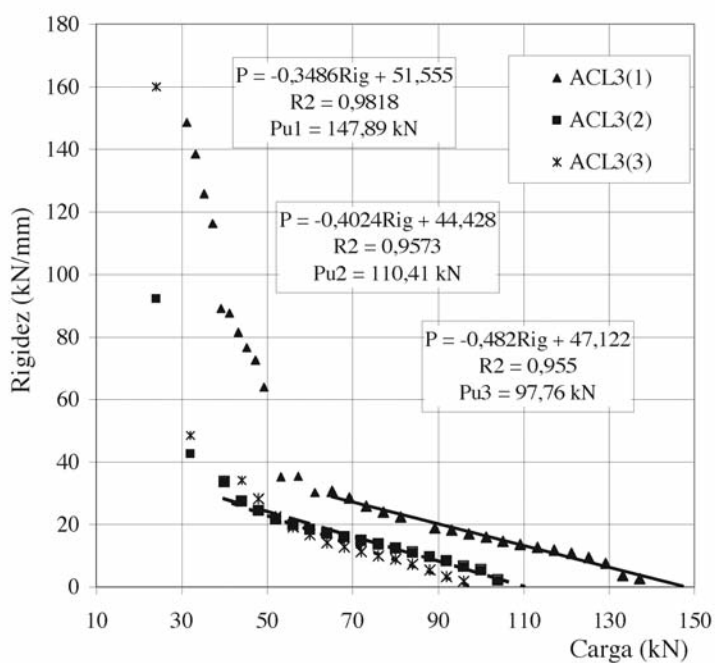


Fig. 17 – Curvas carga *versus* rigidez para as estacas ACL com L = 3 m.

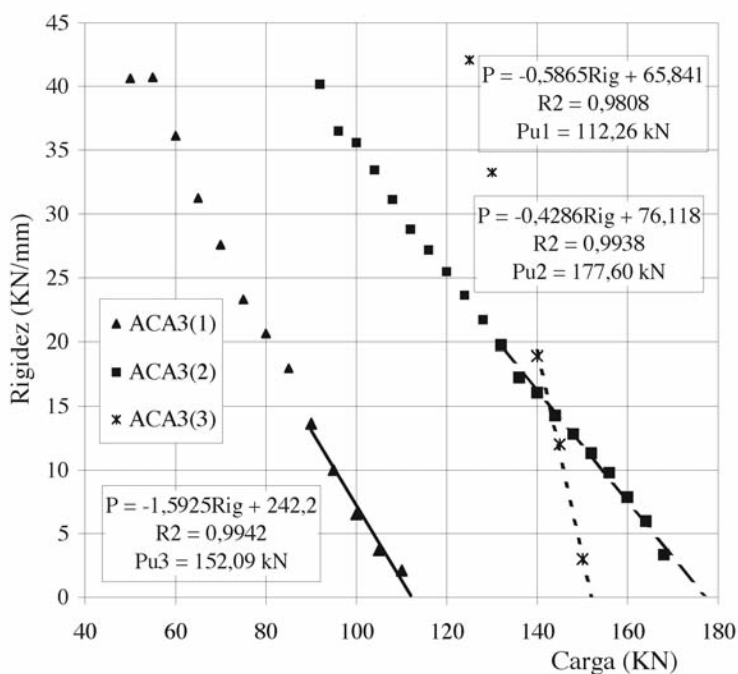


Fig. 18 – Curvas carga *versus* rigidez para as estacas ACA com L = 3 m.

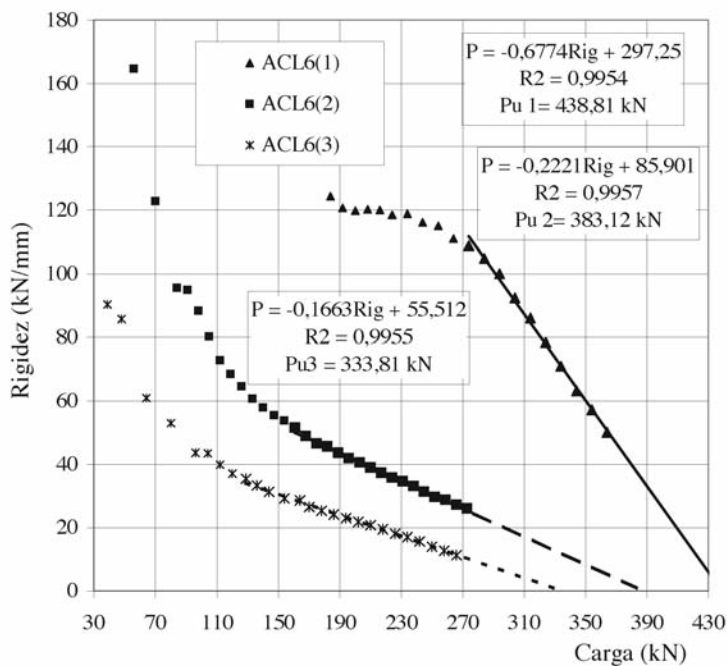


Fig. 19 – Curvas carga *versus* rigidez para as estacas ACL com L = 6 m.

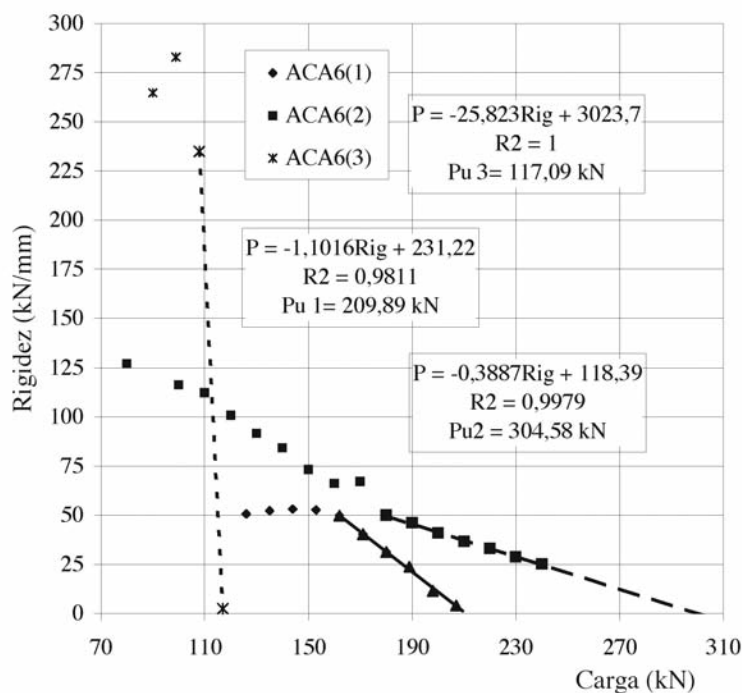


Fig. 20 – Curvas carga *versus* rigidez para as estacas ACA com L = 6 m.

Quadro 7 – Valores de (R_i) estimados pelo método MBM para as estacas apiloadas.

Estaca	R_i (kN)	1,1x R_i (kN)
ACL3(1)	61,0	67,1
ACL3(2)	45,0	49,5
ACL3(3)	46,0	50,6
<i>Média</i>		55,7
ACL6(1)	279,0	306,9
ACL6(2)	119,0	130,9
ACL6(3)	80,0	88,0
<i>Média</i>		175,3
ACA3(1)	68,2	75,0
ACA3(2)	88,6	97,5
ACA3(3)	118,8	130,7
<i>Média</i>		101,1
ACA6(1)	168,4	185,2
ACA6(2)	147,6	162,4
ACA6(3)*	-	-
<i>Média</i>		173,8

*Valores não considerados, devido à anomalia de comportamento.

Quadro 8 – Valores de (P_u) estimados pelos métodos de Van der Veen (VV) e do Gráfico de Rigidez (GR), para as estacas apiloadas.

Estaca escavada com trado	P_u (kN)			
	P_u (VV)	P_u (GR)	$0,9 \times P_u$ (GR)	P_u méd
ACL3(1)	137,3	147,9	133,1	135,2
ACL3(2)	104,0	110,4	99,4	101,7
ACL3(3)	96,1	97,8	88,0	92,0
<i>Média</i>	109,6			
ACL6(1)	371,8	438,8	394,9	383,4
ACL6(2)	306,6	383,1	344,8	325,7
ACL6(3)	278,4	333,8	300,4	289,4
<i>Média</i>	332,8			
ACA3(1)	110,1	112,3	101,0	105,6
ACA3(2)	168,1	177,6	159,8	164,0
ACA3(3)	150,0	152,1	136,9	143,4
<i>Média</i>	137,7			
ACA6(1)	207,0	210,0	188,9	198,0
ACA6(2)	250,0	304,6	274,1	262,1
<i>Média</i>	230,0			

Quadro 9 – Valores de (P_u), (R_l) e (R_p) para as estacas apiloadas.

Estaca	P_u méd (kN)	R_l (kN)	R_p (kN)
ACL3(1)	135,2	67,1	68,1
ACL3(2)	101,7	49,5	52,2
ACL3(3)	92,0	50,6	41,4
<i>Média</i>	109,6	55,7	53,9
ACL6(1)	383,4	306,9	76,5
ACL6(2)	325,7	130,9	194,8
ACL6(3)	289,4	88,0	201,4
<i>Média</i>	332,8	175,3	157,6
ACA3(1)	105,6	75,0	30,5
ACA3(2)	164,0	97,5	66,5
ACA3(3)	143,4	130,7	12,7
<i>Média</i>	137,7	101,1	36,6
ACA6(1)	198,0	185,2	12,7
ACA6(2)	262,1	162,4	99,7
<i>Média</i>	230,0	173,8	56,2

Ao contrário das estacas apiloadas do tipo ACL, a sugestão de Décourt (2002) de considerar 90 % do valor obtido do GR, na estimativa de P_u , parece menos provável às estacas apiloadas do tipo ACA, pois o valor de P_u , obtido por VV, é mais próximo ao próprio valor extraído do GR, sem qualquer tipo de ajuste (Quadro 8). No entanto, respeitou-se a sugestão do autor na determinação do P_u .

Comparando-se os valores de P_u , R_p e R_l , obtidos da análise experimental das curvas (Quadro 9) com aqueles estimados segundo o método de Décourt e Quaresma (1978) (Quadro 3), nota-se uma disparidade entre os resultados para ambos os comprimentos de estaca investigados.

Para as estacas apiloadas de comprimento $L = 3$ m, os valores de P_u obtidos na análise experimental apresentaram-se em média de 3 a 3,8 vezes maiores aos estimados. Com relação à comparação entre os valores de R_l , obtidos da análise de campo, e os estimados, os primeiros chegam a ser de 2 a 4 vezes maiores.

As disparidades são maiores para as resistências de ponta obtidas na análise experimental, principalmente para as estacas com lançamento do concreto e “pé” de brita, chegando a apresentar valores da ordem de 5 vezes maiores que os estimados. Para as estacas com apiloamento do concreto, esses valores foram menores em torno de 3,3 e de 2,0 vezes, respectivamente, para as estacas com $L = 3$ m e com $L = 6$ m.

O Quadro 9 revela a considerável resistência de ponta das estacas apiloadas executadas com a técnica de lançamento de concreto (ACL), especialmente as estacas de comprimento $L = 6,0$ m. Note que as resistências (R_l) e (R_p) apresentaram-se, em média, com a porcentagem em torno de 50% de P_u .

As estacas apiloadas do tipo ACA (confeccionadas com a técnica de apiloamento de concreto), para ambos os comprimentos, frustram a expectativa inicial de que tais estacas responderiam por uma expressiva resistência de ponta (R_p) devido à formação do bulbo de concreto na ponta destes elementos. Na inspeção *in situ*, após a extração da estaca ACA6(3), não foi observado aumento de seção transversal na ponta da estacas. Para essas estacas de 3 m de comprimento obtiveram-se, em média, valores de R_p próximo a 27% de P_u , enquanto para as estacas de 6 m, a contribuição da ponta (R_p) foi de, aproximadamente, 24 % do valor de P_u .

Por outro lado, a parcela de resistência ao atrito lateral (R_l) dessas estacas foi compensadora. A contribuição de R_l foi cerca de 75 % de P_u , em média, independente do comprimento. A técnica de apiloamento de concreto, portanto, não garantiu a suposta eficiência de ponta destas estacas, mas, em contrapartida, proporcionou a formação dos bulbos laterais ao longo do fuste (promovendo uma significativa resistência ao atrito lateral). Esse fato pôde ser confirmado *in situ*, através da comparação entre os diâmetros finais das estacas, sendo maior para as ACAs em comparação às ACLs (Figura 12).

Do Quadro 10, observando-se os valores de recalques referentes à carga admissível, nota-se que as estacas apiloadas com lançamento de concreto apresentam valores 30 % maiores em média que aqueles obtidos para as estacas apiloadas com apiloamento do concreto.

Quadro 10 – Valores médios de (P_{adm}) e de (r_{adm}) para as estacas apiloadas.

Estaca apiloadas	P_u (kN)	P_{adm} (kN)	r_{adm} (mm)
ACL3	109,6	54,8	1,4
ACL6	332,8	166,4	1,6
ACA3	137,7	68,8	1,2
ACA6	230,0	115,0	1,1

3.3 – Análise comparativa

Analisando os valores médios de P_u , R_l e R_p , obtidos para as estacas escavadas com trado manual de concreto (Quadro 5) e para as estacas apiloadas (Quadro 9), admitindo, simplificadamente,

que não existem esforços aprisionados desenvolvidos durante o processo de apiloamento, podem-se fazer as seguintes observações:

a) com relação à P_u , as estacas escavadas com trado manual apresentam um valor em torno de 34 % do valor das ACLs, independente do comprimento da estaca. Porém, quando se compara o valor de P_u das estacas escavadas com o das ACAs, a importância do comprimento é significativa. Para estacas com $L = 3\text{m}$, o valor médio de P_u das escavadas é 28 % do das apiloadas com apiloamento do concreto e, para as estacas com $L = 6\text{m}$, chega a ser em torno de 47 %.

b) o valor das resistências ao atrito lateral (R_l) das estacas escavadas é menor que o das apiloadas com lançamento do concreto e com “pé”, em torno de 50 %. Percebe-se que, apesar da abertura do furo com o pilão deixar as paredes lisas, em comparação com as paredes ranhuradas pela abertura através do trado manual, as estacas apiloadas apresentam cerca do dobro das resistências ao atrito lateral. No caso da comparação do valor de R_l das estacas escavadas com o das apiloadas com apiloamento do concreto, nota-se que o primeiro valor é cerca de 31%, para as estacas com $L = 3\text{m}$, e 49%, para as com $L = 6\text{m}$, indicando maior influência dos bulbos dos fustes no ganho de R_l para as estacas de menor comprimento.

c) enfim, considerando o valor de R_p das estacas escavadas, percebe-se que se apresenta em torno de 14 % do valor das ACLs, 19 % do valor das ACA3s e 44 % do valor das ACA6s. Esses resultados mostram a influência do lastro de brita no aumento de R_p para as ACLs e a ineficiência dos bulbos de base das ACAs no ganho de resistência de ponta, no caso das estacas de maior comprimento.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

As provas de carga à compressão, executadas em estacas escavadas com trado manual e apiloadas, embutidas em solo argiloso, laterítico e residual de basalto de Londrina/PR, no teor de umidade natural, indicaram as seguintes considerações finais:

As estacas escavadas com trado manual apresentaram valores de resistência de ponta baixos com relação aos de resistência ao atrito lateral, em função do processo executivo que permite o acúmulo de solo fofo no fundo do furo, após sua escavação.

As estacas escavadas com trado manual, preenchidas com solo-cimento plástico, apresentaram, em média, valor de resistência ao atrito lateral maior que a mesma estaca preenchida com concreto, cerca de 30 %. O uso do solo-cimento plástico, como material de preenchimento das estacas escavadas com trado manual em obras de pequeno porte na região de Londrina/PR, mostrou-se viável, sendo em termos de material 56,6 % mais econômico do que o concreto.

As estacas apiloadas apresentaram-se como uma melhor alternativa de elemento de fundação, para as obras de pequeno e médio porte na região de Londrina/PR, visto que sua técnica construtiva confere a elas melhor desempenho mecânico, se comparadas às estacas escavadas com trado manual, de mesmas dimensões. Considerando que o seu método construtivo é simples e o custo de execução é relativamente baixo, pode-se atingir um ganho (eficiência/economia) para esta opção de fundação.

Os resultados das provas de carga das estacas apiloadas com lançamento de concreto e com “pé” (“lastro de brita” apilado na ponta antes da concretagem) apontam melhor eficiência de resistência de ponta, se comparados aos das estacas apiloadas com apiloamento do concreto.

No entanto, a técnica construtiva de apiloar o concreto conferiu melhor resistência ao atrito/adesão lateral (fuste), ou seja, o processo executivo possivelmente proporcionou eficiência na formação dos bulbos laterais, ao longo do comprimento das mesmas.

Os valores estimados de resistências de ponta (R_p) e ao atrito lateral (R_l), utilizando o método de Décourt e Quaresma (1978), apresentaram-se conservativos, frente aos valores dessas mesmas resistências, obtidos por meio das provas de carga estática à compressão. Esses resultados são possivelmente justificados pela influência do comportamento laterítico das argilas de Londrina/PR, no desempenho de fundações assentes neste solo, que as confere resistência muito superior a outras, executadas em solos não lateríticos, com igual valor de N_{SPT} .

As interpretações dos resultados de campo foram fundamentadas em alguns métodos bem conhecidos da literatura, porém passíveis de eventuais distorções. Assim, os resultados experimentais apresentados no trabalho, apesar de não serem conclusivos, são fortes indicativos do comportamento mecânico das fundações ensaiadas. No entanto, deve-se destacar, que além de laterítica, estas argilas são comprovadamente colapsíveis e assim, a interferência desse fenômeno necessita avaliação futura, através de provas de carga com o terreno na condição inundado.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de registrar os seus agradecimentos às seguintes pessoas e instituições: ao técnico Pedro Cândido de Souza do Laboratório de Geotecnia da UEL, à Prefeitura do Campus Universitário da UEL, ao Laboratório de Topografia do Departamento de Geociências da UEL, à BASESTAC Engenharia de Fundações e Estaqueamento Ltda, à Cia. De Cimento ITAMBÉ, à Construtora CONSTRUBLOK Ltda, ao Ferro e Aço BERTIN Ltda, à Pedreira URBALON Ltda, aos Protendidos DYWIDAG Ltda, à Universidade Estadual de Maringá (UEM) e à Universidade de São Paulo (campus São Carlos/Departamento de Geotecnia).

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, U. R. Prova de carga estática em estacas (uma proposta para revisão da norma NBR 12.131). Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.20, n.1, p.47-59. 1997.
- Aoki, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Curso (Extensão Universitária em Engenharia de Fundações). Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44 p. 1976.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT. Rochas e Solos. Terminologia. NBR 6502. 1980.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT. Solo - Análise Granulométrica. NBR 7181, Rio de Janeiro/RJ. 1984.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT. Estacas – prova de carga estática. NBR 12.131, Rio de Janeiro/RJ, 4 p. 1991.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT. Projeto e Execução de Fundações. NBR 6.122, Rio de Janeiro/RJ. 1996.
- Campos, G. G. G. Análises experimental e numérica do comportamento de estacas apiloadas em solo laterítico de Londrina/PR. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Londrina. Londrina. 2005.
- Cozzolino, V. M. N. e Nogami, J. S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. Revista Solos e Rochas. ABMS/ABGE, v.16, n. 2, p.77-91. 1993.
- Décourt, L. e Quaresma, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro. Anais Rio de Janeiro: ABMS, v.1, p. 45-54. 1978.

- Décourt, L. Estacas – análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH et. Al. Fundações: teoria e prática. São Paulo: Editora Pini, cap.8.1, p.265-301. 1996.
- Décourt, L. Ruptura de fundações e coeficientes de segurança à luz do conceito de rigidez. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 3, Brasília/DF. Anais Brasília: AMBS. p.1599-1606. 1998.
- Décourt, L. Capacidade de carga em estacas executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina. Algumas ponderações. In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 3. São Paulo. Anais São Paulo: ABMS, p.1545-1555. 2002.
- Ignatius, S. G. Solos tropicais: proposta de índice classificatório. Revista Solos & Rochas, São Paulo, v.14, n.2. p.89-93. 1991.
- Lopes, F. F.; Fazinga, W. R.; Teixeira, R. S. Avaliação do potencial colapsível da camada superficial porosa da região de Londrina. In: Encontro Anual de Iniciação Científica. Anais. Londrina, v. 1, p. 419 – 420. 2000.
- Miguel, M. G.; Belincanta, A.; Branco, C. J. M. da C., Pinese, J. P. P. e Teixeira, R. S. Caracterização geotécnica do subsolo da cidade de Londrina/PR. In: 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Ouro Preto/MG. CDRom. 2002.
- Miguel, M. G.; Belincanta, A.; Branco, C. J. M. da C. e Teixeira, R. S. Comportamento de estacas escavadas com trado manual em solo colapsíveis de Londrina/PR. In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá/PR. Anais Maringá/PR: UEM, p. 315-331. 2003.
- Miguel, M. G.; Gonçalves, R. L. e Belincanta, A. Estudo de viabilidade do uso de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado manual em Londrina/PR. In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul. (GEOSUL'2004), 1, Curitiba/PR. Anais Curitiba: ABMS/UFPR, p. 263-270. 2004.
- Miguel, M. G. Belincanta, A. Influência da colapsibilidade do solo de Londrina/PR na capacidade de carga de estacas escavadas com trado manual. In: V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 1, São Carlos/SP. Anais São Carlos: AMBS/EESC, p.369-375. 2004.
- Padilha, A. C. C. Determinação da curva característica de sucção da camada de solo poroso da cidade de Londrina/PR. Monografia de Trabalho de Conclusão de Curso. Centro de Tecnologia e Urbanismo. Universidade Estadual de Londrina, 56p. 2004.
- Teixeira, R. S.; Miguel, M. G.; Branco, C. J. M da C. e Pinese, P. P. Caracterização Geológico-Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “Prof. Saburo Morimoto” da Universidade Estadual de Londrina (UEL). In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá/PR. Anais Maringá: UEM, p.165-182. 2003.
- Van Der Veen, C. The Bearing Capacity of a Pile. In: Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, Zurich, p. 84-90. 1953.
- Vargas, M. Engineering properties of residual soils from South Central region of Brazil. In: ICICACEG, 2, IAGE, v. IV, pp 5.1-5.26, São Paulo. 1974.
- Vargas, M. The concept of tropical soils.. In: Intl. Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, 1, ISSMFE, v. 3, pp. 101-134, Brasília. 1985.
- Vaz, L. F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. Solos e Rochas, São Paulo, v.19:2, p.117-136. 1996.

ESTIMATIVA DAS POROSIDADES EFETIVA E TOTAL EM SOLOS BRASILEIROS

Estimate of the effective and total porosity for Brazilian soils

Miguel A. Alfaro Soto*

Chang Hung Kiang**

RESUMO – Este trabalho trata das relações entre as porosidades efetiva e total e algumas características físicas e hídricas de solos brasileiros. A obtenção indireta das porosidades valeu-se de diversas propriedades do solo, tais como textura, índices físicos e inclusive da condutividade hidráulica. Estes dados foram determinados para este estudo ou obtidos da literatura especializada. As relações são dadas por equações obtidas por regressão não-linear múltipla, em que os valores previstos foram confrontados com os medidos, para verificação de sua adequabilidade mediante métodos estatísticos. Testes como coeficiente de determinação, teste t, erros padrão da estimativa e médio permitiram observar que, apesar da dispersão de resultados pela medição da permeabilidade do solo ou da não utilização de outros parâmetros para previsão, tais como a matéria orgânica, podem ser obtidas previsões de porosidades total e efetiva muito significativas em relação às encontradas por outros autores, isto para uma ampla faixa de texturas e condutividades hidráulicas.

SYNOPSIS – This work shows the relations between the total and effective porosity and some physical and hydraulical characteristics from Brazilian soils. The indirect determination of the porosities was determined using different soils properties as texture, physical index and hydraulical conductivity. These data had been determined for this study or gotten of the specialized literature. The relations are given by equations gotten for multiple nonlinear regressions, where the predicted and experimental values were confronted, for verification of their adequateness through statistical methods. Tests for the determination coefficient, as the test t, standard error of estimate and average had allowed to observe that, although the dispersion of results for the measurement of the soil permeability or not the use of other parameters for forecasting, such as the organic substance, could be gotten forecasts of total and effective porosities in relation to the results obtained for other authors, considering an ample variety of values of textures and hydraulical conductivities.

PALAVRAS CHAVE – Previsão, porosidade efetiva, porosidade total, regressão não-linear.

1 – INTRODUÇÃO

A porosidade efetiva ou drenável constitui uma das mais relevantes propriedades físico-hídricas no estudo de fluxos hidráulicos, tais como modelagem da contaminação do lençol freático ou da drenagem (Mello *et al.*, 2002). É definida como a fração da porosidade total, onde a água se movimenta livremente, e pode ser expressa por:

$$n_e = \frac{V_e}{V} \quad (1)$$

* Pós Graduando, Laboratório de Estudo de Bacias, Departamento de Geologia Aplicada, Universidade Estadual Paulista, LEBAC/DGA/UNESP. E-mail: alfaro@rc.unesp.br.

** Dr.Professor Adjunto, Laboratório de Estudo de Bacias, Departamento de Geologia Aplicada, Universidade Estadual Paulista, LEBAC/DGA/UNESP. E-mail: chang@rc.unesp.br.

onde n_e representa a porosidade efetiva, V_e o volume de água drenável e V o volume total do meio poroso (solo ou rocha) considerado. Na prática costuma-se expressar este parâmetro a partir da equação:

$$n_e = \theta_e = \theta_s - \theta_{cc} \quad (2)$$

onde θ_s representa a umidade volumétrica de saturação e θ_{cc} a umidade volumétrica correspondente à capacidade de campo.

A capacidade de campo (CC), de Veihmeyer e Hendrickson (1931), corresponde à quantidade de água retida pelo solo (isto é, umidade), após drenagem do excesso, e que geralmente ocorre após dois a três dias de chuva ou irrigação em solos permeáveis, de estrutura e textura uniformes. Isto porque o fluxo e a velocidade das variações de umidade decrescem com o tempo, até praticamente cessar após o processo de infiltração.

Segundo Reichardt (1985), esta definição é considerada arbitrária, pois o processo de redistribuição da água é dinâmico e sua velocidade poderá diminuir, porém não será estacionária e sim contínua, principalmente em solos de textura média e fina. No entanto, esse conceito é amplamente utilizado devido à sua praticidade de aplicação para identificar o limite superior de retenção de água num solo.

Diversos métodos foram propostos para determinação da porosidade efetiva. No entanto, a complicação para sua obtenção reside na quantificação da porosidade na capacidade de campo, quer pelas dificuldades acima citadas em relação a sua teorização, quer pelas limitações que os processos experimentais apresentam e que devem ser levadas em conta para sua utilização. Dentre os procedimentos de medição da CC diversos pesquisadores (Reichardt, 1996; Van Lier, 2000, entre outros) têm recomendado os métodos de campo. Estas técnicas, contudo, demandam muito tempo e são laboriosas. Assim, têm-se desenvolvido técnicas de laboratório que facilitam a determinação, embora aproximada, desse parâmetro.

Uma das técnicas de laboratório se vale da curva de retenção de água no solo, que relaciona a umidade com o potencial matricial ou total (ou sucção matricial ou total em termos de pressão) do solo. A partir dessa relação, alguns pesquisadores (Ferreira e Marcos, 1983; Van Lier, 2000) assumiram que a CC corresponde aproximadamente à umidade para um determinado valor de sucção (6, 10 ou 33kPa). Porém, ainda é questionável a fixação do valor adequado de sucção para obtenção da CC, em diferentes tipos de solos. Adicionalmente, Ferreira e Marcos (1983) têm sugerido que a CC pode ser melhor caracterizada pelo ponto de inflexão da curva de retenção, ou seja, na interface entre a dessaturação acentuada, em que ocorrem grandes mudanças de umidade com pequenas variações de sucção, e a dessaturação residual, em que ocorrem pequenas mudanças de umidade com grandes variações da sucção. Esta inflexão é obtida ao igualar a zero a segunda derivada da equação de ajuste aos dados experimentais da curva de retenção, sendo que o ajuste deverá ser uma equação polinomial de terceiro grau. Segundo esses pesquisadores, este método tem fornecido uma boa estimativa da CC, quando comparada com resultados medidos *in situ*.

Este método de laboratório apresenta vantagens pela praticidade da sua determinação, embora as medidas de sucção ou sua imposição esbarrem numa série de dificuldades experimentais. Assim, comumente deve-se recorrer a diferentes técnicas de ensaio, com intuito de conhecer-se a sucção na capacidade de campo ou dentro de uma faixa ampla o suficiente para utilização prática. Adicionalmente, o prolongado tempo requerido nas técnicas de campo, as dificuldades operacionais (ensaio não rotineiros) e os custos para execução dos ensaios têm inviabilizado as medições diretas, favorecendo a determinação indireta da capacidade de campo, e inclusive das porosidades total

e efetiva, ao relacioná-las com algumas outras propriedades dos solos (Saxton et al., 1986; Macedo, 1991; entre outras).

Assim, o presente trabalho pretende fornecer subsídios para determinação das porosidades total, efetiva e, conseqüentemente, da capacidade de campo a partir de métodos indiretos, visando sua aplicação para solos brasileiros com características (mecânicas, hidráulicas, físicas, entre outros) diferenciadas devido à sua natureza tropical.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

No presente estudo, foram empregados dados obtidos da literatura especializada (Fabian e Ottoni Filho, 2000; Alfaro Soto, 1999 e 2004; Cirino e Guerra 1994), bem como os gerados neste trabalho. A escolha desses dados deve-se à ampla faixa de variação de suas características físicas e hidráulicas, fato de interesse para sua análise.

A Tabela 1 reúne as características das 39 amostras utilizadas neste estudo. Nesta tabela são mostrados os resultados de porosidade total (θ_s), de capacidade de campo (θ_{cc}), porosidade efetiva (θ_e), condutividade hidráulica do solo saturado (K), porcentagens de areia, silte, argila, massas específicas dos sólidos (ρ_s) e do solo seco (ρ_d), índice de vazios (e) e a classificação textural obtidos para esses materiais.

Os solos de 1 a 6, 7 a 8, 9 a 20, 21 a 30 e 31 a 33 correspondem aos materiais sedimentares das formações Rio Claro e Corumbataí, do Subgrupo Itararé, de Sedimentos recentes e da Formação Adamantina, retirados nas cidades de Rio Claro, Santa Gertrudes, Paulínia, Caraguatatuba e São Carlos (Alfaro Soto, 1999 e 2004) respectivamente, todas dentro do estado de São Paulo. Já as amostras de 34 a 38 e 39 pertencem aos solos Podzólicos Vermelho-Amarelos (Fabian e Ottoni Filho, 2000), arenosos (Cirino e Guerra, 1994), das cidades de Itaguaí-RJ e Campina Grande-PB, respectivamente.

Como pode ser observado na Tabela 1 os solos estudados são heterogêneos, fato interessante pois permite a obtenção de estimativas das porosidades total e efetiva numa ampla faixa de variação. Assim, ocorrem valores de porosidade total entre 31,1 e 63,3, efetiva entre 10,1 e 48,6, capacidade de campo entre 3,8 e 27,9, e condutividade hidráulica entre 10^{-6} e 10^{-2} cm/s, em solos desde texturas arenosas até argilo-siltosas.

Os solos empregados neste trabalho são todos indeformados (com exceção do solo compactado 10). Para sua caracterização, foram realizados ensaios de granulometria (NBR-7181/84 – ABNT, 1984 b), massa específica dos sólidos (NBR-6508/84 – ABNT, 1984 a), massa específica do solo seco (Nogueira, 2001) e de permeabilidade (NBR-13292 – ABNT, 1995). Cabe ressaltar, que a maioria dos ensaios de permeabilidade foi realizada in situ, pelo método do permeâmetro Guelph (Reynolds e Elrick, 1985).

Para determinação da curva de retenção foi empregado, em alguns casos, o método da câmara de pressão (Richards, 1941) e, em outros, o método do papel filtro (Marinho, 1994). Em ambos os métodos utilizou-se o processo de secagem a partir da condição de saturação, que consistiu em colocar os corpos de prova assentes em placas porosas e imersos parcialmente em água destilada. Após saturação, três das amostras foram reservadas para determinação do teor de umidade volumétrica de saturação ou porosidade total. Quanto às amostras restantes, a sucção matricial foi imposta (método da câmara de pressão) para diferentes estágios ou medida indiretamente (papel filtro) para diferentes graus de saturação, segundo os procedimentos sugeridos pelos autores supracitados. Logo, as sucções, quer impostas ou medidas, foram relacionadas com suas respectivas umidades para obtenção das curvas de retenção e da umidade volumétrica de saturação (sucção matricial nula).

Tabela 1 – Características dos solos ensaiados.

Nº	θ_s (%)	θ_{cc} (%)	θ_e (%)	K (cm/s)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	ρ_s (gcm ⁻³)	ρ_d (gcm ⁻³)	e	Classificação ABNT
1	41,8	24,0	17,8	6,1E-04	67,3	24,1	8,7	2,58	1,50	0,72	Areia siltosa
2	49,8	28,7	21,0	3,2E-03	65,7	23,7	10,5	2,60	1,31	0,98	Areia siltosa
3	46,1	28,4	17,7	4,4E-03	64,4	23,3	12,3	2,61	1,41	0,85	Areia siltosa
4	47,0	29,7	17,3	5,1E-03	60,6	25,1	14,3	2,49	1,32	0,89	Areia siltosa
5	48,5	30,6	17,9	5,8E-04	61,1	20,8	18,0	2,62	1,35	0,94	Areia siltosa
6	48,0	30,5	17,5	1,2E-03	60,7	20,9	18,5	2,62	1,36	0,93	Areia siltosa
7	43,4	33,6	9,8	9,7E-04	7,8	16,0	76,0	2,71	1,56	0,74	Argila siltosa
8	50,0	44,0	6,0	9,1E-05	6,8	21,0	69,0	2,74	1,22	1,25	Argila siltosa
9	31,1	20,3	10,8	8,4E-04	40,0	9,0	51,0	2,58	1,22	1,12	Argila arenosa
10	37,6	33,8	3,8	3,5E-05	36,0	10,5	53,5	2,58	1,52	0,70	Argila arenosa
11	44,4	34,1	10,4	2,5E-03	34,0	9,0	57,0	2,58	1,20	1,15	Argila arenosa
12	43,6	35,0	8,6	NC	34,0	16,0	50,0	2,75	1,38	1,00	Argila arenosa
13	45,9	40,1	5,9	NC	34,0	29,0	37,0	2,73	1,44	0,90	Arg. silto-arenosa
14	41,2	25,0	16,2	NC	60,0	10,0	30,0	2,71	1,42	0,90	Argila arenosa
15	58,0	39,5	18,5	NC	46,0	26,0	28,0	2,67	1,18	1,26	Areia arg-siltosa
16	40,1	31,4	8,7	NC	38,0	15,0	47,0	2,63	1,43	0,84	Arg. areno-siltosa
17	43,7	35,7	8,0	NC	38,0	9,5	52,5	2,63	1,31	1,01	Argila-arenosa
18	45,4	33,9	11,5	NC	38,0	12,0	50,0	2,65	1,29	1,05	Arg. areno-siltosa
19	41,5	28,6	12,9	NC	40,0	12,0	48,0	2,71	1,22	1,22	Arg. areno-siltosa
20	41,5	34,8	6,7	NC	30,0	19,0	51,0	2,63	1,30	1,02	Arg. silto-arenosa
21	53,8	32,5	21,3	4,4E-04	57,0	27,0	16,0	2,67	1,23	1,17	Areia siltosa
22	54,3	39,3	15,0	3,7E-05	45,0	33,0	22,0	2,65	1,21	1,19	Areia siltosa
23	54,8	33,4	21,4	1,3E-04	60,0	34,0	6,0	2,66	1,20	1,21	Areia siltosa
24	51,9	34,7	17,2	2,5E-05	51,0	35,0	14,0	2,62	1,26	1,08	Areia siltosa
25	51,4	35,7	15,7	6,9E-03	52,0	40,0	8,0	2,61	1,27	1,06	Areia siltosa
26	47,8	28,6	19,2	2,2E-03	69,0	25,0	6,0	2,63	1,37	0,92	Areia siltosa
27	57,3	36,2	21,0	3,2E-03	54,0	40,0	6,0	2,57	1,10	1,34	Areia siltosa
28	63,3	45,3	17,9	1,1E-02	31,9	46,0	22,0	2,62	0,96	1,72	Silte arenoso
29	63,1	48,6	14,6	4,3E-06	27,0	48,0	25,0	2,58	0,95	1,71	Silte areno-argiloso
30	55,2	37,0	18,2	2,7E-05	55,0	40,0	5,0	2,66	1,19	1,23	Areia siltosa
31	59,2	39,3	19,9	1,6E-03	12,0	29,0	59,0	2,86	1,20	1,38	Argila siltosa
32	43,9	25,5	18,4	1,9E-03	66,5	7,5	26,0	2,72	1,56	0,74	Areia fina arg.
33	49,5	28,8	20,7	NC	65,0	5,0	30,0	2,75	1,44	0,91	Areia média a fina arg.
34	35,0	16,0	19,0	NC	80,0	6,0	14,0	2,63	1,70	0,55	Areia grossa argilosa
35	33,0	19,0	14,0	NC	78,0	5,0	17,0	2,65	1,77	0,50	Areia grossa argilosa
36	34,0	23,0	11,0	NC	68,0	6,0	26,0	2,66	1,74	0,53	Areia grossa argilosa
37	35,0	26,0	9,0	NC	57,0	6,0	37,0	2,65	1,71	0,55	Areia grossa argilosa
38	34,0	21,0	13,0	NC	71,0	6,0	24,0	2,65	1,73	0,53	Areia grossa argilosa
39	38,0	10,1	27,9	4,7E-03	89,6	4,0	6,4	2,65	1,49	0,78	Areia

NC: Não consta;

Solos 1 a 6: Formação Rio Claro;

Solos 7 a 8: Formação Corumbataí;

Solos 9 a 20: Subgrupo Itararé;

Solos 21 a 30: Sedimentos recentes;

Solos 31 a 33: Formação Adamantina (Alfaro Soto, 1999 e 2004);

Solos 34 e 38: Solos Podzólicos Vermelho-Amarelos (Fabian e Ottoni Filho, 2000);

Solo 39: Solos arenosos (Cirino e Guerra, 1994).

Obtidas as curvas de retenção para cada solo, os dados experimentais foram ajustados por regressão não-linear pelo modelo de Van Genuchten (1980). Pelo ajuste foi possível determinar a umidade volumétrica que corresponde à capacidade de campo e que, juntamente com o valor da umidade de saturação, possibilitou a obtenção da porosidade efetiva pela equação (2).

De posse dos resultados dos solos amostrados, procedeu-se ao teste de expressões matemáticas que relacionassem as porosidades total e efetiva com a textura do solo e/ou com índices físicos ou parâmetros hidráulicos medidos. Para esse objetivo, foram empregados diferentes modelos não-lineares, em que o ajuste foi realizado por regressão, com auxílio do programa Datafit v.8.1 da Oakdale Engineering.

A qualidade dos resultados (θ_s , θ_e) calculados por cada modelo foi avaliada estatisticamente. A avaliação consistiu na obtenção do coeficiente de determinação da regressão (R^2), do erro padrão da estimativa (EP), em confrontar os dados previstos e medidos mediante o teste *t student*, que verifica a hipótese de igualdade dos valores médios desses resultados (para um nível de significância de 5%), e finalmente a obtenção do erro médio (EM). EP e EM são dados pelas expressões seguintes:

$$EP = \sqrt{\frac{SQR}{n - p}} \quad e \quad (3)$$

$$EP = \sqrt{\frac{SQR}{n - p}} \quad (4)$$

onde SQR representa a somatória dos quadrados do resíduo ($\theta_{mi} - \theta_{ci}$), θ_{mi} e θ_{ci} correspondem às porosidades efetiva ou de saturação medida e calculada pelo modelo, respectivamente, para um determinado solo *i*. O valor *n* representa o número total de amostras ou solos empregados na análise e *p*, o número de parâmetros ou variáveis do modelo.

3 – RESULTADOS E ANÁLISES

A partir dos dados da Tabela 1, foram estabelecidas as variáveis a serem empregadas na geração das equações por regressão. As variáveis dependentes são θ_s e θ_e , e as independentes os parâmetros restantes (K, % areia, % silte, % argila, ρ_s , ρ_d , *e*), exceto θ_{cc} . No entanto, em alguns casos, as variáveis independentes são resultado de relações matemáticas entre dois e até três parâmetros entre si, como será visto posteriormente.

Diversos modelos lineares e não-lineares foram testados para previsão de θ_s e θ_e . As Tabelas 2 e 3 mostram os modelos que melhor reproduziram os dados observados. Nestas tabelas também são apresentadas as diferentes variáveis independentes utilizadas em cada modelo. Já nas Tabelas 4 e 5 são mostrados os parâmetros de ajuste por regressão, os coeficientes R^2 , e os erros EP e EM relativos a cada modelo.

Os indicadores da excelência do ajuste (R^2 , EP e EM) evidenciam a aderência dos dados previstos aos medidos. Porém, visto que utilizam um valor representativo na sua determinação, optou-se por observar a qualidade da previsão ao longo da faixa de variação das porosidades θ_s e θ_e . Assim, a Figura 1 mostra as porcentagens de erro determinadas para todos valores de θ_e , nos modelos *a* e *b* (modelos com maior R^2 dentre aqueles que possuem variáveis independentes, sem inclusão do K), e a Figura 2 para os modelos *d* e *e* (modelos com maior R^2 dentre aqueles que possuem variáveis independentes, inclusive K).

Tabela 2 – Modelos utilizados para previsão da porosidade efetiva (θ_e) e suas respectivas variáveis independentes.

Nº	Modelo para a variável dependente θ_e	Variável independente x_i (i=1,2,3,...)
a	$\theta_e = a + b \cdot \log(x_1) + c \cdot \log(x_1)^2 + d \cdot \log(x_1)^3 + e \cdot \log(x_1)^4 + f \cdot \log(x_1)^5 + g \cdot x_2 + h \cdot x_2^2 + i \cdot x_2^3 + j \cdot x_2^4 + k \cdot x_2^5$	areia/(silte+arg), Ln(e/(silte+arg))
b	$\theta_e = a + b \cdot \ln(x_1) + c/x_2 + d \cdot \ln(x_1)^2 + e/x_2^2 + f \cdot \ln(x_1)/x_2 + g \cdot \ln(x_1)^3 + h/x_2^3 + i \cdot \ln(x_1)/x_2^2 + j \cdot \ln(x_1)^2/x_2$	areia/ ρ_d , 1/(silte+arg)
c	$\theta_e = \exp(a \cdot x_1 + b \cdot x_2 + c \cdot x_3 + d \cdot x_4 + e)$	Areia, silte, argila, e
d	$\theta_e = a + b/x_1 + c \cdot \log(x_2) + d/x_1^2 + e \cdot \log(x_2)^2 + f \cdot \log(x_2)/x_1 + g/x_1^3 + h \cdot \log(x_2)^3 + i \cdot \log(x_2)^2/x_1 + j \cdot \log(x_2)/x_1^2$	areia / ρ_d , silte.arg.K
e	$\theta_e = a + b/x_1 + c/x_1^2 + d/x_1^3 + e/x_1^4 + f/x_1^5 + g/x_2 + h/x_2^2 + i/x_2^3 + j/x_2^4 + k/x_2^5$	areia.e, silte.arg.Ln(K)
f	$\theta_e = a + b \cdot x_1 + c \cdot x_1^2 + d \cdot x_1^3 + e \cdot x_1^4 + f \cdot x_1^5 + g \cdot x_2 + h \cdot x_2^2 + i \cdot x_2^3 + j \cdot x_2^4 + k \cdot x_2^5$	areia, silte. arg. K
g	$\theta_e = a + b/x_1 + c/x_1^2 + d/x_1^3 + e/x_1^4 + f/x_1^5 + g/x_2 + h/x_2^2 + i/x_2^3 + j/x_2^4 + k/x_2^5$	e/(silte+arg), K/(silte+arg)

Tabela 3 – Modelos utilizados para previsão da porosidade total (θ_s) e suas respectivas variáveis independentes.

Nº	Modelo para a variável dependente θ_s	Variável independente x_i (i=1,2,3,...)
i	$\theta_s = a + b \cdot \log(x_1) + c \cdot \log(x_1)^2 + d \cdot \log(x_1)^3 + e \cdot \log(x_1)^4 + f \cdot \log(x_1)^5 + g/x_2 + h/x_2^2 + i/x_2^3 + j/x_2^4 + k/x_2^5$	Areia/(silte+argila) Ln(e/(silte+argila))
j	$\theta_s = a + b \cdot \log(x_1) + c \cdot \log(x_1)^2 + d \cdot \log(x_1)^3 + e \cdot \log(x_1)^4 + f \cdot \log(x_1)^5 + g \cdot x_2 + h \cdot x_2^2 + i \cdot x_2^3 + j \cdot x_2^4 + k \cdot x_2^5$	Areia/(silte+argila) Argila
k	$\theta_s = a \cdot x_1 + b \cdot x_2 + c \cdot x_3 + d \cdot x_4 + e$	Areia, silte, argila, e
l	$\theta_s = a + b \cdot x_1 + c \cdot x_1^2 + d \cdot x_1^3 + e \cdot x_1^4 + f \cdot x_1^5 + g \cdot x_2 + h \cdot x_2^2 + i \cdot x_2^3 + j \cdot x_2^4 + k \cdot x_2^5$	Areia, K
m	$\theta_s = a \cdot x_1 + b \cdot x_2 + c \cdot x_3 + d \cdot x_4 + e \cdot x_5 + f$	Areia, silte, argila, K, e
n	$\theta_s = a + b \cdot x_1 + c \cdot x_1^2 + d \cdot x_1^3 + e \cdot x_1^4 + f \cdot x_1^5 + g \cdot x_2 + h \cdot x_2^2 + i \cdot x_2^3 + j \cdot x_2^4 + k \cdot x_2^5$	areia, K/ ρ_d

Os indicadores da excelência do ajuste (R^2 , EP e EM) evidenciam a aderência dos dados previstos aos medidos. Porém, visto que utilizam um valor representativo na sua determinação, optou-se por observar a qualidade da previsão ao longo da faixa de variação das porosidades θ_s e θ_e . Assim, a Figura 1 mostra as porcentagens de erro determinadas para todos valores de θ_e , nos modelos *a* e *b* (modelos com maior R^2 dentre aqueles que possuem variáveis independentes, sem inclusão do K), e a Figura 2 para os modelos *d* e *e* (modelos com maior R^2 dentre aqueles que possuem variáveis independentes, inclusive K).

A Figura 1 mostra que, nos modelos em que as variáveis independentes não incluem K, o erro (seja sub ou super-estimado) tende a diminuir com o acréscimo do valor de θ_e . No entanto, na Figura 2, para os modelos em que K participa, nota-se uma maior variabilidade do erro, sem qualquer

Tabela 4 – Parâmetros de regressão, coeficientes de determinação (R^2), erros padrão da estimativa (EP) e médio (EM) dos modelos, para previsão da porosidade efetiva (θ_e).

Parâmetro	Equação						
	a	b	c	d	e	f	g
a	-3,3722E+03	-8,63096E+03	1,7682E-02	3,9107E+01	1,3435E+01	-4,5028E+01	4,2968E+00
b	3,8663E+00	5,32643E+03	-5,3821E-03	-1,1376E+03	2,0727E+03	1,1420E+01	3,6661E+00
c	-2,9658E+00	1,28919E+02	-5,2435E-03	-1,0492E+01	-1,6445E+05	-6,9686E-01	-1,8778E-01
d	-4,7039E+00	-1,07479E+03	1,0042E+00	8,7191E+03	3,7804E+06	1,8016E-02	3,7915E-03
e	1,6404E+00	-5,64363E-01	1,0237E+00	-2,1850E+00	-3,1736E+07	-2,0629E-04	-3,3788E-05
f	1,1037E+00	-5,60275E+01	-	4,4739E+02	8,6575E+07	8,6254E-07	1,0892E-07
g	-3,9243E+03	7,08802E+01	-	-1,9362E+04	-1,6663E+04	8,4697E-01	1,7466E-05
h	-1,8187E+03	7,96787E-04	-	-1,8940E-02	-8,8655E+07	4,7632E+00	-7,1538E-11
i	-4,2599E+02	1,25483E-01	-	8,4039E+01	-1,6400E+11	-6,7684E+00	6,5568E-17
j	-5,0879E+01	6,03824E+00	-	-1,3779E+03	-9,9708E+13	2,2462E+00	-1,8865E-23
k	-2,4889E+00	-	-	-	-1,0807E+16	-1,5374E-01	9,0047E-31
R^2	0,967	0,956	0,768	0,971	0,958	0,885	0,873
EP	1,2	1,3	2,8	1,1	1,4	2,4	2,5
EM	6	7	16	4	5	12	8

Tabela 5 – Parâmetros de regressão, coeficientes de determinação (R^2), erros padrão da estimativa (EP) e médio (EM) dos modelos, para previsão da porosidade total (θ_s).

Parâmetro	Equação					
	i	j	k	l	m	n
a	-9,7434E+04	7,3001E+01	-6,7342E-01	-3,9140E+01	-4,5459E-01	-3,6929E+01
b	-6,5680E+00	-1,1919E+01	-3,7473E-01	2,0483E+01	-4,7262E-02	1,9915E+01
c	-5,0537E-01	-2,5268E+00	-7,1476E-01	-1,2638E+00	-4,5904E-01	-1,2294E+00
d	-4,1098E+00	-2,1647E+00	1,4263E+01	3,2387E-02	-3,4827E+01	3,1506E-02
e	-5,9401E-01	5,5426E-01	9,4563E+01	-3,6657E-04	9,1512E+00	-3,5633E-04
f	3,8379E-01	5,9689E-01	-	1,5116E-06	7,4595E+01	1,4667E-06
g	-1854296,55	-4,1046E+00	-	-3,5632E+04	-	-42746,1
h	-13982715	3,3502E-01	-	2,9678E+07	-	44237525,1
i	-52186191,3	-1,2231E-02	-	-8,9465E+09	-	-16299364827,3
j	-96284589,7	1,8760E-04	-	1,0913E+12	-	2,35E+12
k	-70167354,7	-1,0076E-06	-	-4,5255E+13	-	-1,09E+14
R^2	0,841	0,829	0,827	0,836	0,817	0,808
EP	4	4	4	4	4	5
EM	5	6	5	5	5	5

tendência relacionada ao acréscimo de θ_e . Este comportamento foi provavelmente influenciado pela variabilidade dos valores de K, pois, como é sabido, a determinação deste parâmetro fornece maior coeficiente de variação em relação a outros ensaios geotécnicos (Lee *et al.*, 1983).

As Figuras 3 e 4 mostram as porcentagens de erro determinadas para todos os valores de θ_s , nos modelos *i* e *j* (modelos com maior R^2 e variáveis independentes, sem inclusão do K) e modelos *l* e *m* (modelos com maior R^2 e variáveis independentes, inclusive K), respectivamente. As figuras

mostram que não existem tendências evidentes do erro com o acréscimo da θ_s . No entanto, em ambos casos os maiores erros foram identificados na estimativa de valores menores de θ_s , fato que entre outros, deve ter influenciado na obtenção de ajustes menos precisos em relação aos obtidos na previsão de θ_s . Esta tendência foi observada para distintos modelos empregados e sugere principalmente a possibilidade de erro de medição ou a necessidade de emprego de uma variável adicional que seja capaz de descrever o fenômeno. A esse respeito, Saxton *et al.* (1986) sugerem que a inclusão da variável matéria orgânica (MO), na previsão de q_s , poderia melhorar a aderência dos dados medidos aos calculados.

Conhecida a variabilidade (diferença entre valores medidos e previstos) produzida pela previsão dentro dos intervalos de θ_e e θ_s considerados, verificou-se se esse fato permitiria ainda valores médios ($\bar{\theta}_e$ e $\bar{\theta}_s$) calculados iguais aos valores médios medidos (hipótese nula H_0). Assim, a hipótese foi testada para um nível de significância de 5%, para o teste *t student*, tendo sido aceita para todos os modelos avaliados.

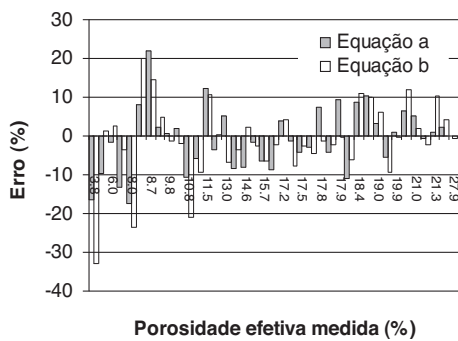


Fig. 1 – Porcentagem de erro determinada para os modelos *a* e *b*, utilizando todos valores de θ_s .

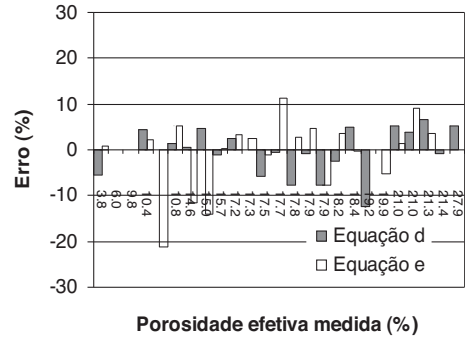


Fig. 2 – Porcentagem de erro determinada para os modelos *d* e *e*, utilizando todos valores de θ_s .

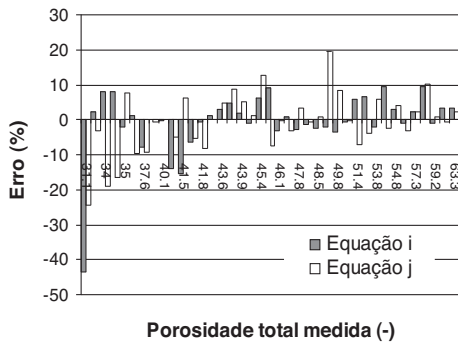


Fig. 3 – Porcentagem de erro determinada para os modelos *i* e *j*, utilizando todos valores de θ_e .

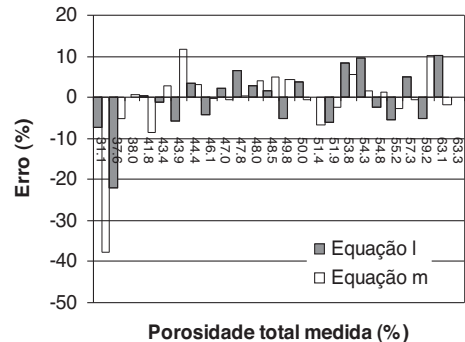


Fig. 4 – Porcentagem de erro determinada para os modelos *l* e *m*, utilizando todos valores de θ_e .

Por outro lado, conforme pode ser observado na Tabela 4, os modelos que melhor se ajustaram aos valores experimentais de θ_e , seja pelos valores maiores de R^2 , seja pelos valores menores de EP e EM, foram os modelos *a*, *b*, *d*, *e*. Já para previsão de θ_s (Tabela 5), os modelos mais adequados foram *i*, *j*, *l*, *m*. Seja na previsão de θ_e ou θ_s , cabe ressaltar que a inclusão da condutividade hidráulica como variável independente permitiu obter-se elevados coeficientes de determinação,

embora a medição de K admita dispersão (elevados coeficientes de variação) dos seus resultados, como já dito anteriormente. Isto se deve provavelmente ao fato de que a maioria das medições de K , no presente trabalho (75%), foi pelo método do permeâmetro Guelph que, segundo apontado por Alfaro Soto (1999), permite menor variabilidade dos resultados em relação ao permeâmetro de parede rígida em laboratório.

Nas Figuras 5 e 6 é mostrado o confronto entre θ_e medidos e previstos respectivamente para os modelos a (sem inclusão de K) e d (com inclusão de K), que permitiram um dos melhores resultados de ajuste. Nestas figuras se observa a maior aderência dos valores previstos, que se aproximam da reta 1:1. Estes modelos mostraram melhores resultados de R^2 que os utilizados por outros autores (Melo *et al.*, 2002; Gupta e Larson, 1979) para medição de θ_e ou mesmo da capacidade de campo.

Nas Figuras 7 e 8 é ilustrado o confronto de θ_s medidos e previstos pelos modelos i (sem inclusão de K) e l (com inclusão de K), respectivamente. Foram também aqui encontrados resultados com altos valores de R^2 . No entanto, estes valores não são superiores aos que outros autores encontraram, entre eles Saxton *et al.* (1986). Diferente desses autores, as análises de regressão no presente trabalho não contaram com a variável matéria orgânica (MO), o que pode ter influenciado na previsão de q_s , como mencionado anteriormente.

Apesar de ser evidente que a escolha dos modelos mais apropriados para previsão de θ_e e θ_s dependem dos maiores valores de R^2 e menores valores de EP e EM, não se deve descartar o emprego dos outros modelos aqui apresentados. Da literatura especializada, se observa que os critérios sugeridos por vários autores, para uma boa previsão, são diferentes. Por exemplo, Mello *et al.* (2002) sugerem que o ajuste de um modelo com R^2 0,88 e EM 10,9% permite classificar a equação como boa para estimar θ_e . Assim, visando constatar a validade dos outros modelos aqui apresentados, optou-se por verificar o comportamento da variabilidade da porcentagem do erro com o resíduo absoluto de alguns modelos de previsão de θ_e e θ_s . A Figura 9 mostra essa relação quando empregados os modelos a e b , para previsão de θ_e , e os modelos i e j , para previsão de θ_s , bem como as curvas de ajuste obtidas para os dados experimentais.

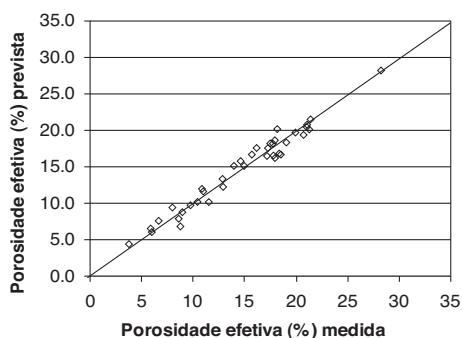


Fig. 5 – θ_e medidas versus θ_e previstas pelo modelo a .

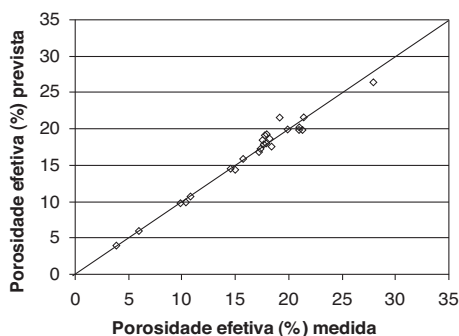


Fig. 6 – θ_e medidas versus θ_e previstas pelo modelo d .

Da Figura 9 se observa que a porcentagem do erro pode aumentar com variações do residual absoluto, principalmente a partir de um ponto de inflexão. Após essa inflexão, a porcentagem de erro pode variar em maior magnitude, o que resulta indesejável para a estimativa das porosidades e principalmente para θ_s (maior variabilidade do residual absoluto).

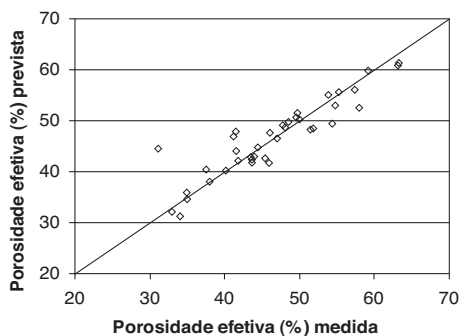


Fig. 7 – θ_s medidas versus θ_s previstas pelo modelo *i*.

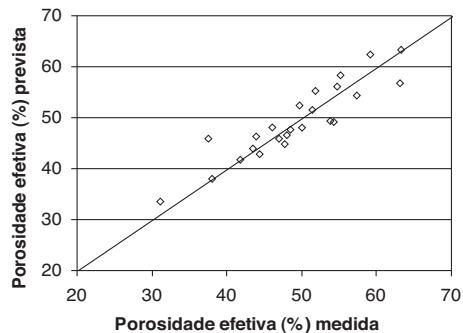


Fig. 8 – θ_s medidas versus θ_s previstas pelo modelo *l*.

Com a finalidade de identificar esse ponto de inflexão, optou-se pela obtenção da primeira derivada $f(RA)$ de ambas curvas de ajuste, dada pela expressão:

$$f(RA)=d(E)/d(RA) \quad (5)$$

onde E representa a equação de ajuste de potência e polinomial de 3º grau para os dados %Erro versus %Residual Absoluto (Figura 9), provenientes das porosidades efetiva e total, respectivamente, e RA correspondente à porcentagem do residual absoluto. A Figura 10 ilustra os valores obtidos a partir da equação (5).

Da Figura 10 pode-se observar que o ponto de inflexão (%Erro versus %RA) ocorre aproximadamente em 0,9 e 6,5 de %RA para os dados de q_e e q_s , respectivamente. Assim, para esses valores obtemos os %Erro, segundo as curvas de ajuste da Figura 9, resultando em 7 e 14 % para θ_e e θ_s , respectivamente.

Adotando-se as %Erro na inflexão acima calculadas, porém como erros médios (EM) admissíveis, poderemos estabelecer aproximadamente o limite para evitar erros excessivos para os modelos de ajuste apresentados. No entanto, o EM admissível para a θ_s , resulta menos restritivo em

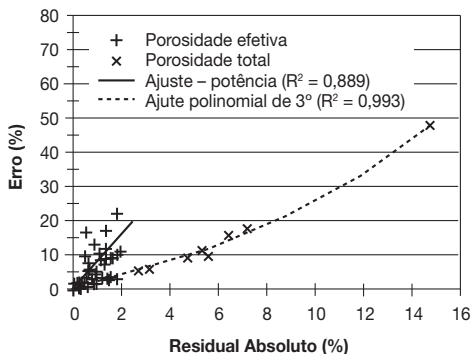


Fig. 9 – Erro (%) versus Residual Absoluto (%) e suas respectivas curvas de ajuste, quando empregados os modelos *a* e *b*, para previsão de θ_e , e *i* e *j*, para previsão de θ_s .

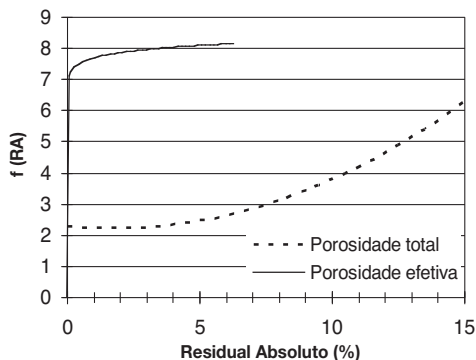


Fig. 10 – $f(RA)$ versus Residual absoluto (%) para dados de θ_e e θ_s .

relação a θ_e devido a que seus modelos de previsão produziram maiores magnitudes de % Erros. Sendo assim, se estabeleceu arbitrariamente um novo valor de %RA igual a 2% (Figura 10) que permita cumprir o objetivo de evitar erros excessivos na previsão tanto de θ_e como de θ_s . Com este novo valor se obteve %Erro de 15 e 6% para θ_e e θ_s respectivamente.

Da Tabela 4 se observa que, a maioria dos modelos para previsão de θ_e não ultrapassaram o EM=15% (mostrando R^2 entre 0,967 e 0,873), exceto o modelo *c* que coincidentemente mostrou o menor valor ($R^2 = 0,768$). Já a Tabela 5 mostra que para previsão de θ_s todos os modelos, tiveram $EM \leq 6\%$ onde o R^2 variou entre 0,841 e 0,808. Disto resulta que, a maioria dos modelos (com exceção do *c*) podem-se apresentar aceitáveis para a estimativa preliminar de θ_e e θ_s neste tipo de solos.

4 – CONCLUSÃO

A partir de dados de 39 amostras de solos inalterados brasileiros, obteve-se suas porosidades total e efetiva, cujas relações podem ser descritas mediante diferentes equações não-lineares, ajustadas aos dados experimentais por regressão.

Observou-se uma significativa correlação (R^2 em torno do 0,97, EM aproximadamente 1,1) entre a porosidade efetiva, parâmetros texturais e de índices físicos do solo, inclusive com a condutividade hidráulica, cuja dispersão foi provavelmente minimizada ao utilizar métodos in situ (permeâmetro Guelph) para a sua determinação. O mesmo ocorre quando se relacionaram estas propriedades com a porosidade total, atingindo consideráveis coeficientes de correlação similares às encontradas por outros autores (R^2 em torno do 0,84, EM aproximadamente 5,0), que utilizaram ainda o teor de matéria orgânica como variável adicional.

Sendo assim, as equações propostas se mostram como um expediente muito útil na estimativa de duas propriedades hidráulicas de grande importância, θ_s e θ_e , que podem ser calculadas com maior precisão a partir de ensaios rotineiros, geralmente utilizados na caracterização de solos.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alfaro Soto, M. A. (1999). *Estudo da condutividade hidráulica não saturada*. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo (USP), Escola de Engenharia de São Carlos (EESC). São Carlos, p. 198.
- Alfaro Soto M. A. (2004). *Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados*. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo (USP), Escola de Engenharia de São Carlos (EESC). São Carlos, p. 206.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984a). MB-28 NBR 6508: *Determinação da massa Específica*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984b). MB-32 NBR 7181: *Solo-Análise Granulométrica*.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995). NBR 13292/04/1995: *Determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos granulares à carga constante*.
- Cirino, C. G. e Guerra, H. O. C. (1994). *Utilização das relações energia-umidade na caracterização físico-hídrica dos solos*. Pesq. Agropec. Bras. Brasília. v. 29, no 12, p. 1073-1078.

- Fabian, A. J. e Ottoni Filho, T. B. (2000). *Determinação de capacidade de campo in situ ou através de equações de regressão*. Pesq. Agropec. Brás. Brasília. v. 35, no 5, p.1029-1036.
- Ferreira, M. M. e Marcos, Z. Z. (1983). *Estimativa da capacidade de campo de latossolo roxo distrófico e regosolo através do ponto de inflexão da curva característica de umidade*. Ciência e prática, Lavras, v. 7, no 1, p. 96-101.
- Gupta, S. C.; Larson, W. E (1979). *Estimating soil water retention characteristics from particle size distribution, organic matter content, and bulk density*. Water Resources Research. Washington, v. 20, p.1633-1635.
- Lee, J. F.; White W. E; Ingles O. G. (1983). *Geotechnical Engineering*, USA, Pitman Publishing Inc. p.508.
- Macedo, J. R. (1991). *Determinação de retenção hídrica por correlação múltipla e de variabilidade espacial em solos podzólicos de Seropédica*, R.J. Rio de Janeiro. Dissertação de mestrado, UFRJ, p.174.
- Marinho, F. A. M (1994). *Medição da sucção com o método do papel filtro*. Anais do X COBRAMSEF, v. 2, p.515-522.
- Mello, C. R. de; Oliveira G. C. de; Resk D. V. S.; Lima, J. M. de; Dias Júnior, M. S. de. (2002). *Estimativa da capacidade de campo baseada no ponto de inflexão da curva característica*. Ciênc. Agrotec., Lavras, v. 26, no 4, p. 836-841.
- Nogueira, J. B. (2001). *Mecânica dos solos*. Ensaios de laboratório. EESC-USP, São Carlos. p.248.
- Reichardt, K. (1985). *Processos de Transferência no sistema solo-planta-atmosfera*. Fund., Cargill, Campinas, p. 466.
- Reichardt, K. (1996). *Dinâmica da matéria e da energia em ecossistemas*. Piracicaba: ESALQ, p.505.
- Richards, L. A. (1941). *A pressure membrane extraction apparatus for soil suction*. Soil Science v. 51, p. 377-386.
- Reynolds, W. D.; Elrick, D. E. (1985). *In situ measurement of field - saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter*. Soil Science, v. 140, no 4, p. 292-302.
- Saxton K. E.; Rawls, W. J.; Romberger, J. S.; Padendick, R. I. (1986). *Estimating generalized soil-water characteristic from texture*. Soil Science Society of America. Journal, Madison, v. 50, p.1031-1036.
- Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc.Am.J., v. 44, no 5, p. 892-898.
- Van Lier, Q. J. (2000). *Índices de disponibilidade de água para as plantas*. In: Novais, R. F.; Alvarez, V. H.; Schaefer, C. E. G. R. Tópicos em Ciência do Solo. Viçosa: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, v.1, p. 95-106.
- Veihmeyer, F. J. e Hendrickson, A. H. (1931). *Methods of measuring field capacity and permanent wilting percentage of soils*. Soil Science, Baltimore, v. 68, no 2, p.75-94.

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS ÔMEGA CARREGADAS TRANSVERSALMENTE COM QUATRO CONDIÇÕES DO SOLO

Analysis of the behavior of omega piles transversally loaded, under four soil conditions

Gentil Miranda Junior*

David de Carvalho**

Paulo José Rocha de Albuquerque***

RESUMO – Este trabalho apresenta resultados de provas de carga horizontais em três estacas do tipo ômega num solo de diabásio, com características colapsíveis. Foram realizadas provas de carga com o solo na sua umidade natural e com pré-inundação do mesmo. Para melhorar as condições do solo, executou-se uma troca por solo-cimento compactado, realizando outras provas de carga nestas condições e também com a pré-inundação deste solo-cimento. Foram obtidos os coeficientes de reação horizontal para as quatro situações. Os resultados obtidos foram comparados com resultados de outros trabalhos disponíveis na literatura.

SYNOPSIS – This paper presents results of horizontal loading tests on three omega type piles in a diabasic soil with collapsible characteristics. Load tests were performed with the soil at its natural humidity and pre-flooded. To improve the soil conditions, it was exchanged for compacted soil-cement, performing other load tests under these conditions and also with pre-flooding this soil-cement. Coefficients of horizontal reaction were obtained, for the four situations. Results were compared with those of other papers.

PALAVRAS CHAVE – Carregamento horizontal, Estacas ômeegas, Solo-colapsível.

1 – INTRODUÇÃO

Dentre os esforços a que podem ser submetidas as estacas, o horizontal tem a particularidade de ter um número reduzido de referências de parâmetros geotécnicos, particularmente para os solos tropicais. É freqüente a utilização de valores encontrados por autores da literatura internacional e nacional, porém encontram-se valores discrepantes e que nem sempre se podem generalizar. É necessário, portanto, a obtenção de parâmetros para cada tipo específico de solo. Outro fator importante para estacas com carregamento horizontal é a presença de solos superficiais colapsíveis que ocorrem em várias regiões do Brasil, podendo atingir vários metros de profundidade. É o caso do solo estudado, comum na região de Campinas, no Estado de São Paulo, e em várias regiões do centro-sul do Brasil. Ocorrendo inundação deste solo superficial a estrutura pode sofrer deslocamentos indesejáveis.

* Doutor em Engenharia Agrícola, GEBASE Eng. de solos e fundações, Campinas
E-mail: gentil@gebase.com.br

** Prof. Associado, Faculdade de Engenharia Agrícola, Unicamp - Universidade Estadual de Campinas.
E-mail: david@agr.unicamp.br

*** Prof. Dr., Faculdade de Engenharia Civil, Unicamp - Universidade Estadual de Campinas.
E-mail: pjra@fec.unicamp.br

Neste trabalho foram realizadas provas de carga com carregamento horizontal em três estacas tipo ômega com 12m de comprimento e 0,37m de diâmetro. Os ensaios foram realizados com o solo na condição natural, pré-inundado e com a substituição parcial do solo superficial natural por solo-cimento. As provas de carga foram executadas no Campo Experimental de Fundações e Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp).

2 – SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL

2.1 – Considerações gerais

As provas de carga foram realizadas no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp. Maiores detalhes sobre este Campo podem ser vistos em Carvalho et al. (1996, 2000). No Campo Experimental foram realizados diversos ensaios de campo e ensaios laboratoriais em amostras deformadas e indeformadas.

A Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, encontra-se situada na porção centro-leste do Estado de São Paulo, no município de Campinas. Sua posição geográfica é determinada pelas coordenadas 22°53'22" de Latitude sul e 47°04'39" de Longitude oeste. O clima da região é caracterizado por intensas chuvas nos meses de verão e por períodos de seca no inverno.

2.2 – Características geológicas e geotécnicas do solo

AO seu subsolo é composto por uma camada de solo superficial de espessura, aproximadamente, de 6m, de origem de diabásio e coluvionar, característico de 14% da região de Campinas. Essa camada é constituída de uma argila silto-arenosa, com porosidade elevada, laterítica e colapsível. Subjacente, há uma camada de solo saprolítico de silte argilo-arenoso, até uma profundidade de 19 m. O nível d'água se encontra a 17m, aproximadamente.

O Quadro 1 apresenta valores das propriedades índices e o Quadro 2 apresenta valores médios em profundidade parâmetros obtidos em ensaios do tipo SPT-T e CPT. Monacci (1995) analisou amostras indeformadas e verificou a colapsibilidade do solo até 8m de profundidade, obtendo índice de colapso máximo de 23,3 % para amostra entre 0,5 e 0,75m, de 15,5 % para 4,75 a 5,0m e de 5,3% para 7,75 a 8,0m. (conforme definido por Vargas (1978), que classifica como colapsível o solo com índice maior do que 2%).

Quadro 1 – Valores de índices físicos médios.

Camada	w (%)	e	n (%)	Sr (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_{nat} (kN/m ³)
0 a 6,5 m	23,8	1,72	63,1	41,4	29,9	13,6
6,5 a 14m	30,3	1,52	60,0	60,0	30,0	15,5

Obs.: w = teor de umidade, e = índice de vazios do solo, n = índice de porosidade, Sr = grau de saturação, γ_s = peso específico dos sólidos, γ_{nat} = peso específico natural.

Na Figura 1 são apresentados resultados do ensaio de dilatômetro de Marchetti realizado no subsolo local.

Quadro 2 – Ensaios de campo: valores médios de resultados de SPT-T e CPT.

Solo	Prof. (m)	N _{SPT}	T _{máx} (kgf.m)	T _{res} (kgf.m)	q _c (kPa)	f _c (kPa)
Argila silto-arenosa, marrom avermelhada	1	4	1,7	0,0	392	28
	2	2	2,5	0,8	589	19
	3	3	1,7	0,4	883	36
	4	4	4,0	1,0	1324	63
	5	5	3,6	0,9	1864	85
Concreção	6	6	4,0	1,5	2502	130
Silte argilo-arenoso, variegado (solo residual de Diabásio)	7	5	3,6	2,0	2453	168
	8	5	5,7	4,0	2256	193
	9	5	5,7	4,8	2158	204
	10	6	8,0	6,0	2009	221
	11	7	8,8	5,9	2551	254
	12	10	12,0	8,0	2404	238
	13	10	9,8	7,3	2600	265
	14	7	10,0	6,5	2551	224
	15	6	13,0	9,0	2354	198

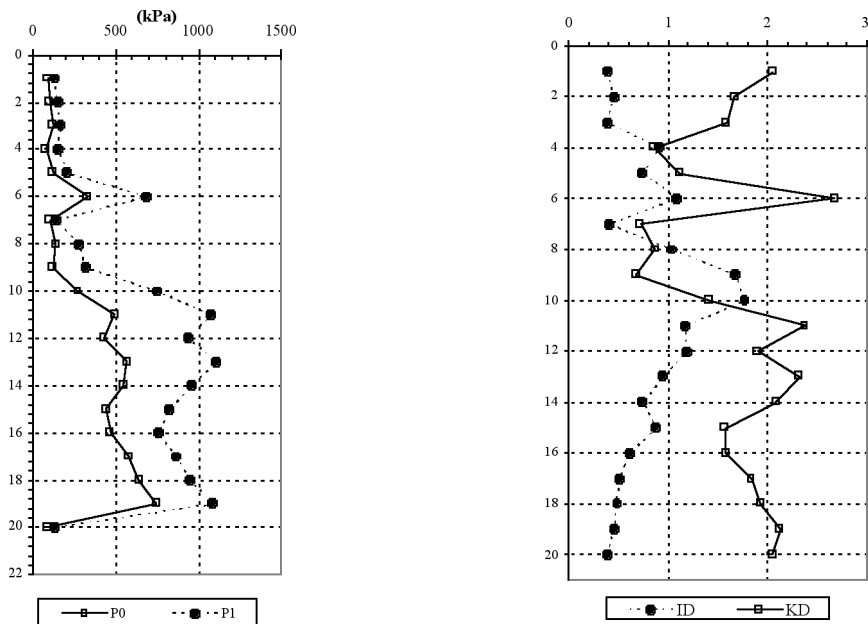


Fig. 1 – Resultados de ensaios DMT (Dilatômetro de Marchetti).

Na Figura 2 apresentam-se resultados de PL, EPM e da curva pressão x volume para profundidade de 2m de ensaios pressiométricos, tipo Menard.

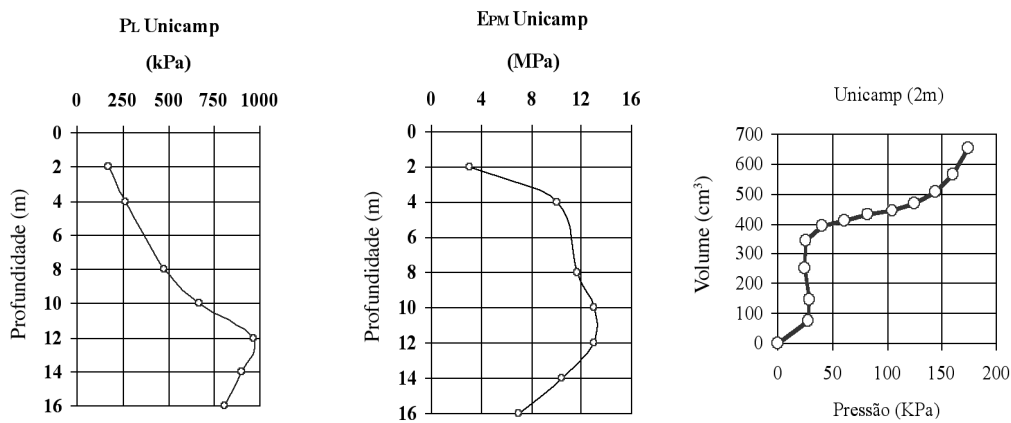


Fig. 2 – Resultados de ensaios pressiométricos tipo Menard.

3 – ESTACAS ENSAIADAS

A estaca ômega é uma estaca moldada "in loco". Para sua execução pode-se utilizar o mesmo equipamento estaca hélice contínua, trocando-se somente o trado. Seu processo de perfuração se dá pela descida do trado, que provoca o deslocamento lateral do solo, sem o transporte do mesmo à superfície.

As estacas ômega ensaiadas possuíam diâmetro nominal de 37cm com 12m de comprimento. O concreto foi bombeável, com consumo de cimento de 400kg/m³ e agregados (areia e pedrisco); slump-test 240mm. A armação longitudinal foi de quatro barras de 16,0mm, com 6m de comprimento; estribos de 6,3mm, a cada 20cm (aço CA-50), mais um tirante Dywidag de 12m de comprimento e 32,0mm de diâmetro posicionado na porção central da estaca. A finalidade do tirante foi proporcionar a posterior execução de ensaios de tração nas estacas (Figura 3).

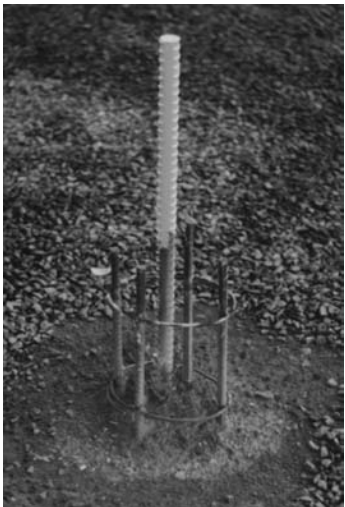


Fig. 3 – Barras de aço e tirante inseridos na estaca.

Uma das estacas ômega executadas no Campo Experimental foi extraída (Albuquerque, 2001) possibilitando obter diversas características geométricas. O módulo de elasticidade do concreto de estacas ômegas executadas foi, em média, 30GPa.

4 – PROVAS DE CARGA

4.1 – Esquema de montagem

O sistema utilizado nas provas de carga, conforme pode ser visto na Figura 4, foi constituído de uma célula de carga vazada (de 200kN na prova com solo natural e de 500kN nas com solo-cimento), macaco hidráulico manual vazado com capacidade de 500kN, indicador de leitura, relógios comparadores com precisão de 0,01mm, tirante, chapas de aço, rótula e vigas de referências. Um tirante central serviu de guia de todas as peças. Chapas de aço vazadas serviram para complementar o espaço de tal forma que o sistema ficasse bem encaixado evitando aplicar carga excêntrica, como frisam Reese e Van Impe (2001).

Os fustes das estacas foram previamente preparados concretando-se uma superfície com reenclavamentos para encaixar o sistema de forma estável. Como reação, foram utilizadas outras estacas executadas no Campo Experimental. As provas de carga foram do tipo rápido, seguindo os procedimentos da NBR 12.131/92 (ABNT, 1992). A medida dos deslocamentos horizontais foi feita no nível de aplicação da carga.



Fig. 4 – Esquema de montagem das provas de carga.

4.2 – Condições de execução das provas de carga

As provas de carga foram realizadas com quatro situações do solo (estes números em parêntesis serão utilizados nos gráficos):

- (1) solo na umidade natural,
- (2) pré-inundando o solo natural,
- (3) melhorando o solo ao redor da estaca com solo-cimento compactado,
- (4) pré-inundando o solo-cimento.

A pré-inundação, nos dois casos, foi feita com 48hs de inundação nas escavações feitas ao redor das estacas ensaiadas, com dimensões, em planta, de 1m por 1m. Para garantir a inundação da cava, instalou-se um equipamento composto por uma bóia que mantinha uma lâmina d'água

constante de aproximadamente 10cm (Figura 5). No caso do solo reforçado com solo-cimento, garantiu-se que tanto o solo-cimento quanto o solo seguinte ao mesmo fossem inundados.



Fig. 5 – Preparo da pré-inundação.

O teor de solo-cimento adotado foi obtido a partir da moldagem de corpos de prova de proctor normal com alguns teores de cimento. Os corpos de prova foram rompidos após 7 dias de cura. Com base nos resultados obtidos em ensaios de compressão simples, verificou-se que o teor de cimento ideal seria de 14% em volume. Para a substituição do solo natural pelo solo cimento, foi escavada uma vala de 0,5m para cada lado do centro do fuste da estaca e 1,0m abaixo do ponto de aplicação da carga. A compactação do solo-cimento foi feita manualmente em camadas de 20cm (Figura 6). Utilizou-se a compactação manual, pois devido ao espaço reduzido houve dificuldade de utilização do equipamento mecânico.



Fig. 6 – Preparação do solo-cimento compactado no campo.

5 – RESULTADOS OBTIDOS

5.1 – Resultados das provas de carga

Nas Figuras 7 e 8 estão apresentadas as curvas carga versus deslocamento horizontal das estacas ômega 1 e 2 que foram ensaiadas com o solo na umidade natural, com solo-cimento e com solo-cimento pré-inundado.

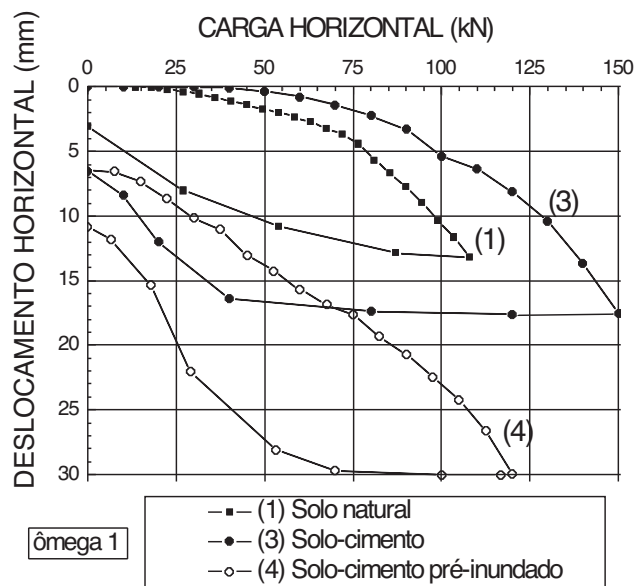


Fig. 7 – Curvas carga versus deslocamento da ômega 1.

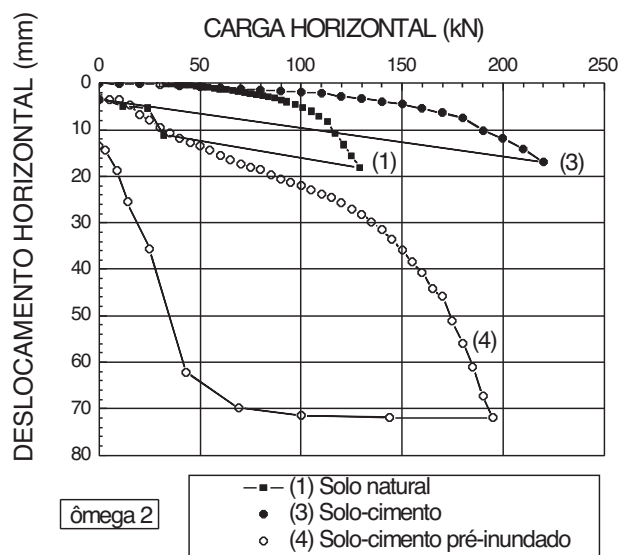


Fig. 8 – Curvas carga versus deslocamento da ômega 2.

A Figura 9 apresenta a curva da estaca ômega 3 que foi ensaiada com o solo com umidade natural, com solo pré-inundado e com solo-cimento.

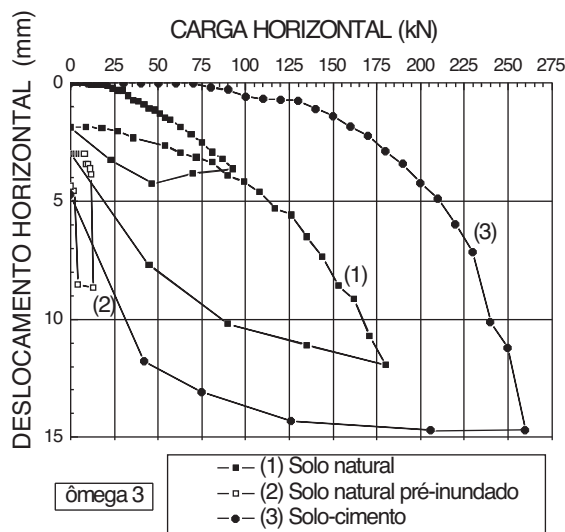


Fig. 9 – Curvas carga versus deslocamento da ômega 3.

5.2 – Carregamento

Na estaca ômega 3, na condição de solo na umidade natural, foram feitos 2 ciclos de carregamento. Verificou-se que no 2º ciclo os valores iniciais partindo do deslocamento residual do 1º ciclo, são superiores aos do 1º ciclo, porém ao chegar no nível da carga máxima do 1º ciclo, voltam a seguir a tendência da curva do 1.º ciclo.

Esta mesma tendência foi observada por Albuquerque (1996) e por Menezes et al. (2004).

5.3 – Efeito da pré-inundação do solo natural

O efeito da pré-inundação em solos com características colapsíveis é um acentuado aumento nos deslocamentos e, conseqüentemente, redução no coeficiente de reação horizontal. Este efeito foi comprovado na estaca ômega 3 para o caso de inundação do solo, e também nas ômega 1 e 2 para o caso da inundação do solo-cimento.

Na situação de pré-inundação do solo, no mesmo Campo Experimental, Albuquerque (1996) ensaiaram uma estaca pré-moldada de concreto. Os autores encontraram, para um mesmo deslocamento, redução da carga aplicada em torno de 50% com relação a condição de solo na umidade natural. Miguel (1996) em solo areno argiloso colapsível do Campo Experimental de São Carlos - SP, obteve para estacas raiz e apiloadas, resultados semelhantes. Menezes et al. (2004) obteve uma redução de 33% na carga aplicada para o deslocamento máximo do carregamento no solo natural, para um estaca pré-moldada no solo poroso arenoso colapsível coluvionar em Ilha Solteira- SP.

Neste trabalho o efeito com o solo natural pré-inundado foi estudado na estaca ômega 3. Para deslocamentos até 6mm (limite da execução desta prova de carga, devido ao muito maior deslocamento da estaca de reação) a redução da carga aplicada comparada ao do solo na umidade natural foi de 90%.

5.4 – Efeito da melhoria do solo

O reforço do solo através de compactação com solo-cimento apresenta uma acentuada melhora na curva carga versus deslocamento.

Neste trabalho a carga aplicada na estaca com o solo-cimento comparando com o solo natural para valores de deslocamento de 6mm teve um acréscimo da ordem de 30% para o caso da estaca ômega 1, de 52% para a ômega 2 e de 69% para a ômega 3.

Menezes et al. (2004) obteve um ganho de cerca de 60% na carga aplicada para o valor de deslocamento máximo ao carregamento com o solo natural.

5.5 – Efeito da pré-inundação do solo-cimento

Para a situação de solo-cimento pré-inundado a redução da carga para deslocamentos entre 6 mm foi da ordem de 52% para a ômega 1 e de 82% para a ômega 2.

5.6 – Comparação entre todas as situações

Apresenta-se no Quadro 3 as cargas aplicadas nas diversas situações do solo para atingir o deslocamentos médio 6 mm. Apresenta-se no Quadro 4 uma comparação em porcentagem entre cargas aplicadas nas quatro condições do solo para atingir deslocamentos de 6 mm.

Quadro 3 – Valores de carga obtidos nas provas de carga para deslocamentos de 6 mm.

Carga (kN)	estaca	(1) Solo natural	(2) Solo natural pré-inundado	(3) Solo cimento	(4) Solo-cimento pré- inundado
6mm	ômega 1	82,4	–	106,5	43,1
	ômega 2	104,7	–	159,5	18,4
	ômega 3	130,0	13,1	220,2	–

Quadro 4 – Comparação em porcentagem entre cargas para mesmos deslocamentos para situações de provas de carga.

Carga (kN)	estaca	(2) / (1) Solo pré-inundado /solo natural	(3) / (1) Solo cimento/ solo natural	(4) / (3) Solo-cimento pré- inundado/solo-cimento
6mm	ômega 1	–	129 %	40 %
	ômega 2	–	152 %	12 %
	ômega 3	10 %	169 %	–

6 – COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO

O solo da primeira camada do Campo Experimental da Unicamp apresenta um comportamento de solo arenoso, apesar de ser caracterizado com uma argila arenosa, conforme observado neste e em trabalhos anteriores.

Para solos com características de deformação proporcionais à profundidade, como os solos de comportamento arenoso e as argilas normalmente adensadas, uma solução frequentemente utilizada na solução de estacas carregadas transversalmente é a de Matlock e Reese (1961).

Para o caso de uma estaca longa submetida a um esforço transversal no topo, o coeficiente de reação horizontal é obtido pela seguinte equação (1):

$$n_h = \frac{4,42 \cdot H^{\frac{5}{3}}}{y^{\frac{5}{3}} \cdot (E \cdot I)^{\frac{2}{3}}} \quad (1)$$

Em que H = carga aplicada no topo da estaca; y = deslocamento horizontal no nível do carregamento; E= módulo de elasticidade da estaca; I= momento de inércia da estaca.

Para a determinação do valor do coeficiente de reação horizontal, utilizam-se curvas deslocamento na superfície *versus* o coeficiente de reação horizontal. Para definir um valor de n_h é preciso adotar um intervalo de valores do deslocamento horizontal. Tendo em conta valores de deslocamento admissíveis numa estrutura, adotou-se como critério valores entre 4,0 e 8,0mm. Cintra (1981) adotou este intervalo entre 4,0 a 8,0mm. O intervalo entre 6,0 e 12mm, foi adotado por Miguel (1996), por Albuquerque (1996) e por Menezes et al. (2004). Um intervalo próximo (entre 6,35 a 12,70mm) foi adotado por Alizadeh e Davisson (1970).

6.1 – Curvas dos coeficientes de reação horizontal versus deslocamento horizontal na superfície

As Figuras 10 a 12 apresentam as curvas $n_h \times y_0$, ou seja, curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal no ponto de aplicação da carga para as três estacas.

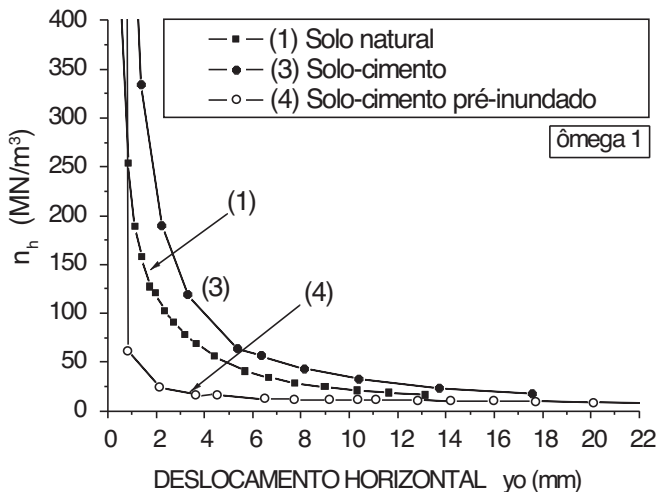


Fig. 10 – Curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento para a estaca ômega 1.

6.2 – Valores do coeficiente de reação horizontal

O Quadro 5 apresenta os valores de n_h para as diversas situações de provas de carga.

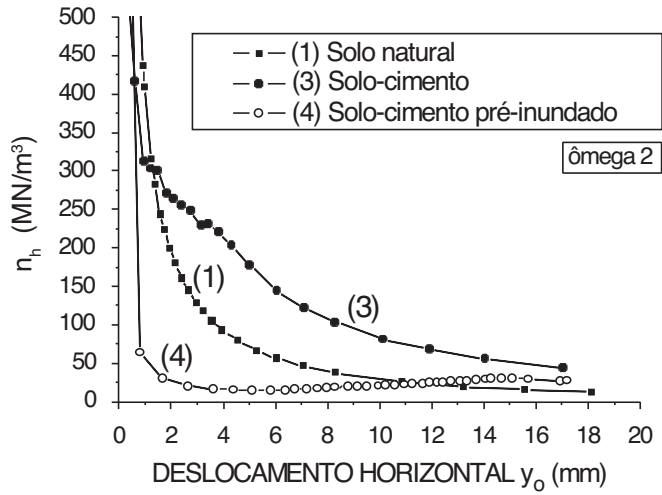


Fig. 11 – Curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento para a estaca ômega 2.

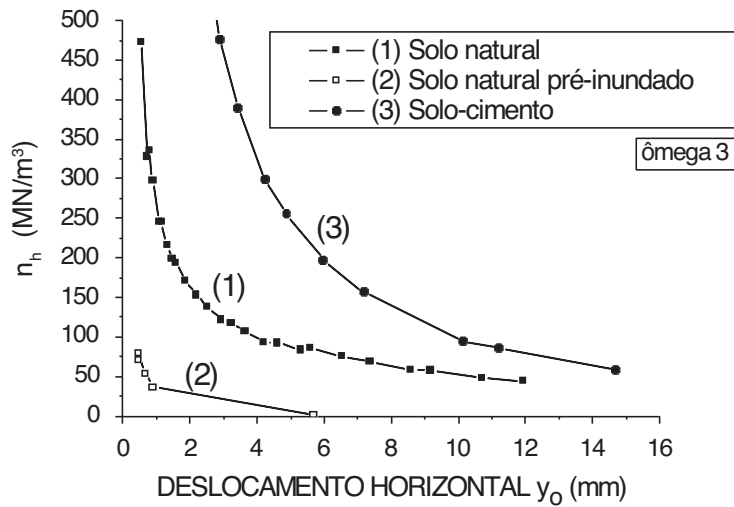


Fig. 12 – Curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento para a estaca ômega 3.

Quadro 5 – Valores de n_h (MN/m³) obtidos

estacas	(1) Solo natural	(2) Solo natural pré-inundado	(3) Solo-cimento	(4) Solo-cimento pré-inundado
ômega 1	41,66	–	62,50	13,62
ômega 2	63,19	–	161,35	16,24
ômega 3	83,14	1,92	228,78	–
MÉDIA	62,66	–	150,88	14,93

Analisando os valores do Quadro 5, verifica-se que a melhoria do solo natural através do emprego da mistura com solo-cimento compactado geram crescimentos que variam de cerca de 50% a 170% no coeficiente de reação horizontal. Na situação de solo-cimento pré-inundado os valores se reduzem a cerca de 10% dos valores obtidos para a condição de solo-cimento em solo natural. Da condição de solo-cimento pré-inundado comparados com o solo natural a redução é em torno de 70%, porém muito superior a da condição de solo natural pré-inundado.

Menezes (2004) observou uma redução do n_h devido à inundação do solo na umidade natural em 35%. Miguel (1996) chegou nesta mesma situação para alguns tipos de estacas a uma redução entre 40 a 69%, em função do tipo de estaca.

Comparando-se com valores apresentados por Alonso (1989), que indica coeficientes de reação horizontal para solos arenosos fofos de $2,6\text{MN/m}^3$ para solo seco e de $1,5\text{MN/m}^3$ para submerso, verifica-se que os valores obtidos neste trabalho nas provas de carga com as estacas ômega foram bem superiores a estes para solo na umidade natural e próximos para a situação de solo natural pré-inundado.

Na determinação de n_h , visto que as deformações do “bloco de solo-cimento” são muito inferiores às do solo natural, considerou-se que este conjunto (estaca e o bloco de solo-cimento) trabalhou solidariamente no deslocamento do solo.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresenta resultados de provas de cargas horizontais realizadas em três estacas ômega, com o solo superficial em quatro situações distintas (solo natural; solo inundado; solo melhorado com cimento e compactado; solo melhorado com cimento e compactado, na situação inundada).

Em situações em que a estrutura sofre esforços horizontais e em que o solo superficial é colapsível, a inundação do terreno (acidente provocado por vazamento de uma tubulação, chuvas intensas etc.) pode provocar deslocamentos horizontais danosos para a estrutura. Nesse caso de solos superficiais colapsíveis e/ou de baixa capacidade de suporte, apresenta-se uma alternativa de melhoria das condições, através da troca do solo superficial por solo-cimento compactado ao redor do fuste. Neste trabalho esta troca foi de 1m de largura por 1m de profundidade.

Com a melhoria do solo com o solo-cimento, mesmo ocorrendo uma inundação do mesmo, os deslocamentos horizontais podem ficar em níveis aceitáveis para a estrutura.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albuquerque, P.J.R. (1996) *Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas*. Dissertação de Mestrado, Feagri-Unicamp, 1996. 170f
- Albuquerque, P.J.R. (2001) *Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade*, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da USP, 260p.
- Alizadeh, M. e Davisson, M.T. (1970) *Lateral Load Tests on Piles*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol. 96, no. 5, p. 1583-1604.

- Alonso, U.R. (1989) *Dimensionamento de Fundações Profundas*. São Paulo, Edgard Blücher Ltda, 169 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT (1992) *Provas de Carga*. NBR 12.131/1992.
- Carvalho, D; Albuquerque, P.J.R.; Claro, A.T.; Ferreira, C.V. (1996) *Análise de Estaca Carregada Transversalmente no Topo, em Solo Residual de Diabásio*. SEFE III. São Paulo. Vol 1, p. 145-154.
- Carvalho, D, Albuquerque, J.R.A. e Giachetti, H.L. (2000) *Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações*, IV SEFE, São Paulo, Vol. 3, p. 90-100.
- Cintra, J.C. A. (1981) *Uma Análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria Horizontal do Solo*, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos – U.S.P., 150 p.
- Matlock, H. e Reese, L.C. (1961) *Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures*. Proc. Fifth Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, v.2, p. 91-97.
- Menezes, S.M., Carvalho, D, Sampaio, F.M.T e Ribeiro, K.D. (2004) *Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal do Solo em estacas Pré-moldadas de Concreto cravadas em Solo de Alta Porosidade*. V SEFE, São Paulo, Vol. 2, p. 507 –516.
- Miguel, M.G. (1996) *Execução e Análise de provas de carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível*. Dissertação de Mestrado, E.E.S.C., USP, 162 p.
- Monacci, M.G. (1995) *Estudo da Colapsibilidade de um Solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Agrícola, Unicamp, 130 p.
- Reese, L.C. e Van Impe W.F. (2001) *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*, Rotterdam, Balkema, 463 p.
- Vargas, M. (1978) *Introdução à Mecânica dos Solos*, São Paulo, McGraw-Hill do Brasil Ltda, 509 p.

MODELO MIT-E3: ESTUDO DE SENSIBILIDADE

MIT-E3 Model: Sensitivity study

Paulo José da Venda Oliveira*

Luís Joaquim Leal Lemos**

RESUMO – Neste trabalho apresentam-se as constantes materiais do modelo MIT-E3, tecendo-se algumas considerações sobre o seu significado físico e modo de avaliação. Assim, especificam-se os ensaios necessários à caracterização das quinze constantes do modelo, das quais sete são obtidas directamente de resultados experimentais, sendo as restantes estimadas indirectamente, a partir de estudos de sensibilidade. Para as constantes materiais avaliadas indirectamente, apresenta-se um estudo numérico de sensibilidade, que visa contribuir para uma melhor compreensão da influência destas constantes no comportamento de argilas. O estudo evidencia importantes características do modelo MIT-E3, como sejam o comportamento pós-rotura, a não linearidade elástica, o desenvolvimento de deformações plásticas no interior da superfície de cedência, a evolução das pressões intersticiais induzidas por tensões de corte e a velocidade de rotação do eixo da superfície de cedência.

ABSTRACT – This work presents the material constants of the MIT-E3 model and discusses some considerations about how they are evaluated. Seven of them are evaluated by tests, which are specified. The remaining eight parameters are defined in a parametric study. The paper presents a sensitivity study of the characteristics of each parameter that is defined indirectly: post-failure behaviour, non-linear elasticity, the development of plastic deformations inside the yield surface, the evolution of the pore pressures induced by the shear stresses, and the rotation speed of the axis of the yield surface.

PALAVRAS CHAVE – Modelo MIT-E3, não linearidade elástica, “Boston Blue Clay”.

1 – INTRODUÇÃO

A utilização de meios de cálculo automático de elevado potencial para a simulação de problemas reais, por mais complexos que sejam, faz parte da actualidade da Geotecnia. No entanto, por mais evoluídos que sejam os meios de cálculo utilizados, a reprodução do comportamento dos solos é tanto mais rigorosa quanto mais adequadas e precisas forem as leis constitutivas utilizadas.

A simulação da generalidade dos problemas geotécnicos é efectuada frequentemente com base em modelos elásticos perfeitamente plásticos, que adoptam como critérios de rotura os modelos Mohr Coulomb e Tresca. Por vezes, utilizam-se modelos de maior complexidade, designadamente modelos elastoplásticos com endurecimento, quase sempre baseados em condições isotrópicas, tendo neste campo o modelo Cam Clay Modificado uma utilização preponderante. Contudo, geralmente estes modelos não conseguem reproduzir algumas das principais características do comportamento das argilas, como sejam a anisotropia, o comportamento pós-rotura, a geração de pressões intersticiais induzidas por tensões de corte, a elasticidade não linear e a geração de deformações plásticas no interior da superfície de cedência.

* Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, E-mail: pjvo@dec.uc.pt

** Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, E-mail: llemos@dec.uc.pt

Assim, justifica-se plenamente a utilização de modelos mais potentes, como o MIT-E3, que permitem a consideração das mais importantes características do comportamento das argilas, promovendo a melhoria de qualidade em termos de previsão do comportamento de obras geotécnicas. No entanto, o aumento de qualidade evidenciado pelo modelo MIT-E3 está associado a um maior número de constantes intrínsecas, o que por sua vez vem dificultar a sua utilização prática e a interpretação dos resultados, que é agravada pelo facto de oito das quinze constantes do modelo serem estimados com base em estudos paramétricos.

Desta forma, o presente trabalho pretende contribuir para a clarificação da influência de cada constante do modelo MIT-E3 no comportamento dos solos, apresentando-se para o efeito um estudo de sensibilidade que evidencia as repercussões da variação de algumas constantes materiais, nomeadamente as obtidas de forma indirecta.

2 – O MODELO MIT-E3

O modelo MIT-E3, constituindo uma evolução dos modelos “MIT-E1” e MIT-E1(R2)”, permite simular o comportamento de argilas saturadas normalmente consolidadas ou moderadamente sobreconsolidadas, com graus de sobreconsolidação inferiores a 8 (Whittle e Kavvas, 1994). A formulação detalhada deste modelo foi inicialmente apresentada por Whittle (1991) e reescrita por Venda Oliveira (2000, 2005).

Ao incorporar algumas das principais características do comportamento de solos sobreconsolidados, o modelo MIT-E3 associa o modelo histerético perfeito com a formulação da superfície de plasticidade limite e com um modelo elastoplástico que descreve as propriedades anisotrópicas de argilas normalmente consolidadas em condições “K₀”.

2.1 – Modelação do comportamento normalmente consolidado

A descrição do comportamento do solo normalmente consolidado é feita através de um modelo elastoplástico, com o qual é possível reproduzir o comportamento anisotrópico em condições “K₀” e a sua evolução com os carregamentos subsequentes e, ainda, o comportamento pós-rotura.

Como em qualquer outro modelo elastoplástico, também neste, o incremento total das deformações é composto por uma parcela elástica e outra plástica. A componente elástica depende do incremento de tensão efectiva sendo calculada através da lei de Hooke generalizada. A componente plástica é determinada recorrendo à teoria incremental da plasticidade, o que exige a definição de uma função de cedência, de leis de endurecimento do material, de um critério de rotura e de uma função de potencial plástico.

A função de cedência, cuja representação no espaço das tensões definido por seis dimensões tem a forma de um elipsóide inicialmente orientado segundo a direcção de consolidação (Figura 1), é expressa pela equação (Whittle, 1991; Venda Oliveira, 2005):

$$F = -c^2 p' (2\alpha' - p') + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{b_i\})^2 = 0 \quad (1)$$

representando:

c – uma constante material, que exprime o coeficiente dos semi-eixos do elipsóide;

α' – a variável que controla o tamanho da superfície de cedência;

p' – a tensão normal média efectiva;

$\{s_i\}$ - o tensor das tensões deviatóricas (Quadro 1);
 $\{b_i\}$ - o tensor que descreve a orientação da superfície de cedência.

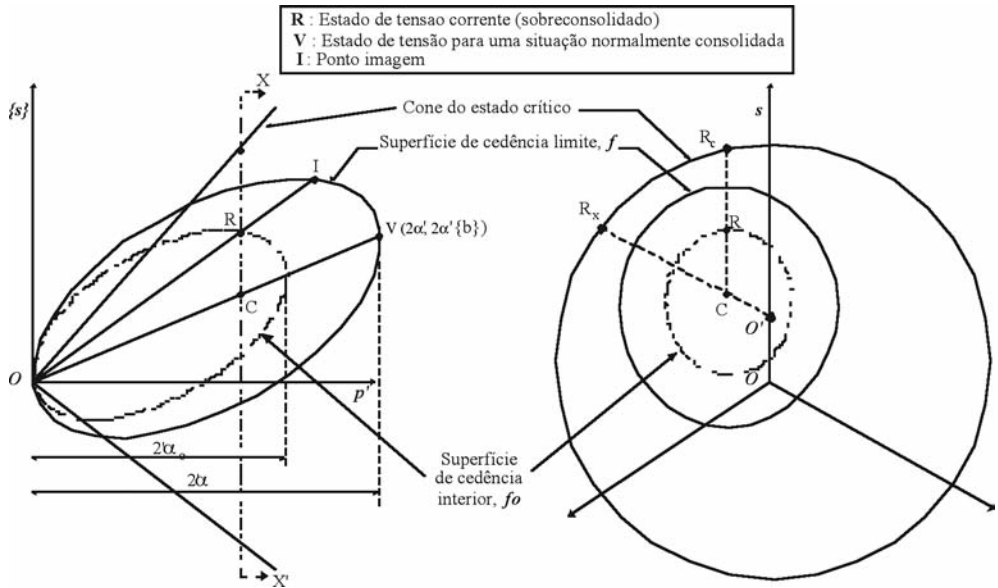


Fig. 1 – Superfícies de cedência e de rotura do modelo MIT-E3 (adaptado de Whittle, 1991).

Quadro 1 – Variáveis transformadas.

Tensões efectivas	Deformações
$p' = (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) / 3$	$\varepsilon_v = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$
$s_1 = (2\sigma'_y - \sigma'_x - \sigma'_z) / \sqrt{6}$	$E_1 = (2\varepsilon_y - \varepsilon_x - \varepsilon_z) / \sqrt{6}$
$s_2 = (\sigma'_z - \sigma'_x) / \sqrt{2}$	$E_2 = (\varepsilon_z - \varepsilon_x) / \sqrt{2}$
$s_3 = \sqrt{2} \tau_{xy}$	$E_3 = \sqrt{2} \gamma_{xy}$
$s_4 = \sqrt{2} \tau_{yz}$	$E_4 = \sqrt{2} \gamma_{yz}$
$s_5 = \sqrt{2} \tau_{zx}$	$E_5 = \sqrt{2} \gamma_{zx}$

No ponto correspondente à curva de consolidação virgem, o estado de tensão localiza-se na extremidade da superfície de cedência, sendo expresso por:

$$p' = 2.\alpha' \quad (2)$$

$$\{s_i\} = 2.\alpha'.\{b_i\} \quad (3)$$

A evolução da superfície de cedência com o escoamento plástico é controlada por duas leis de endurecimento, expressas em termos de extensões volumétricas plásticas. Uma das leis permite descrever a variação de tamanho e a outra a orientação das superfícies de cedência, sendo respectivamente descritas por:

$$\dot{\alpha} = \alpha \zeta \dot{\epsilon}_V^p \quad (4)$$

e

$$\{\dot{b}_i\} = \psi_0 \langle r_x \rangle \frac{1}{\alpha} (\{s_i\} - p' \{b_i\}) \dot{\epsilon}_V^p \quad (5)$$

sendo ζ uma variável que afecta a variação de tamanho da superfície de cedência e ψ_0 uma constante material que controla a velocidade de rotação da superfície de cedência (Venda Oliveira, 2005). A variável r_x descreve a orientação relativa da superfície de cedência em relação ao cone do estado crítico, de acordo com:

$r_x = 1 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência coincide com o eixo do cone do estado crítico;
 $0 < r_x < 1 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência localiza-se no interior do cone do estado crítico;
 $r_x = 0 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência situa-se sobre a superfície do estado crítico;
 $r_x < 0 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência posiciona-se fora da superfície do estado crítico.

O valor de $\langle r_x \rangle$ sendo definido por:

$$\langle r_x \rangle = \begin{cases} r_x & \text{se } r_x > 0 \\ 0 & \text{se } r_x \leq 0 \end{cases}$$

limita a rotação das direcções de anisotropia, não permitindo que a superfície de cedência se localize fora da superfície de estado crítico.

O modelo assume para critério de rotura a condição do Estado Crítico, sendo definido no espaço das tensões generalizadas por uma superfície cónica anisotrópica com o vértice localizado na origem (Figura 1), cuja tradução matemática é dada por:

$$h = -k^2 p'^2 + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{\xi_i\})^2 \quad (6)$$

representando:

k - uma variável que define o tamanho do cone de rotura
 $\{\xi_i\}$ - um tensor que define a anisotropia do critério de rotura e cuja orientação é estabelecida pelos valores dos ângulos de resistência ao corte em compressão e extensão triaxial (Venda Oliveira, 2005).

O modelo adopta uma lei de fluxo não associada que permite satisfazer as condições “ K_0 ” e as condições do Estado Crítico, segundo as quais, quando o estado de tensão se aproxima do cone de rotura, a energia dissipada é inteiramente consumida pela deformação de corte, sendo nula a deformação volumétrica (Maranha das Neves, 1986).

2.2 – Modelação do comportamento sobreconsolidado

Diversos estudos laboratoriais permitem constatar que quando uma argila é submetida a ciclos de descarga-recarga em corte drenado ou em compressão hidrostática se observa (Whittle e Kavvas, 1994):

- i) uma resposta muito mais rígida do que a obtida na curva de carga primária;
- ii) um comportamento tensão-deformação histerético;
- iii) a existência de deformações plásticas no fim do ciclo.

Para a simulação destas características do comportamento das argilas sobreconsolidadas, o modelo MIT-E3 incorpora o modelo histerético perfeito (Hueckel e Nova, 1979) e o modelo da superfície de plasticidade limite (Dafalias e Herrmann, 1982).

Com o primeiro dos modelos simula-se o comportamento não linear, para reduzidos níveis de deformação, de uma argila sobreconsolidada num ciclo de descarga-recarga (Figura 2a), por intermédio da variação gradual de rigidez entre os pontos reversíveis A e B. Assim, a formulação do modelo exige a identificação do ponto de reversibilidade de carga e o estabelecimento de expressões para o cálculo da rigidez tangencial, cujo valor depende, naturalmente, da distância entre o estado de tensão actual e o ponto de reversibilidade. Assim, a rigidez tangencial do esqueleto sólido varia de acordo com as seguintes expressões:

$$K = \frac{1+e}{\kappa_0 (1+\delta)} p' \quad (7)$$

$$\delta = C.n.(\ln \xi + \xi_s)^{n-1} \quad (8)$$

representando:

- e - o índice de vazios;
- κ_0 - o declive inicial da fase de descarga-recarga no plano e - $\ln p'$;
- C, n - constantes materiais que caracterizam o comportamento não linear para reduzidos níveis de deformação;
- ξ, ξ_s - variáveis dependentes do afastamento entre o estado de tensão actual e o ponto de reversibilidade, de acordo com a Figura 3.

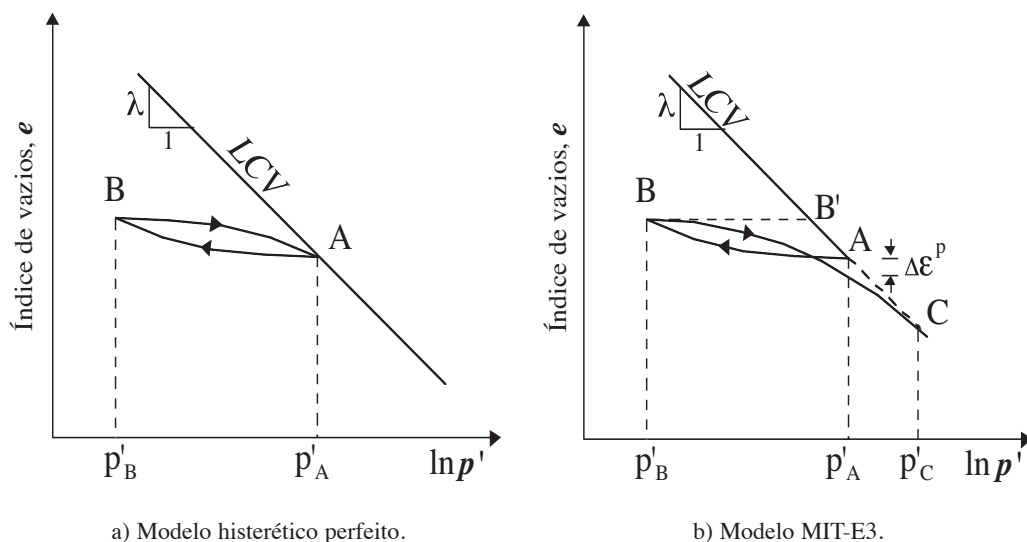


Fig. 2 – Modelação de um ciclo de descarga-recarga em compressão hidrostática.

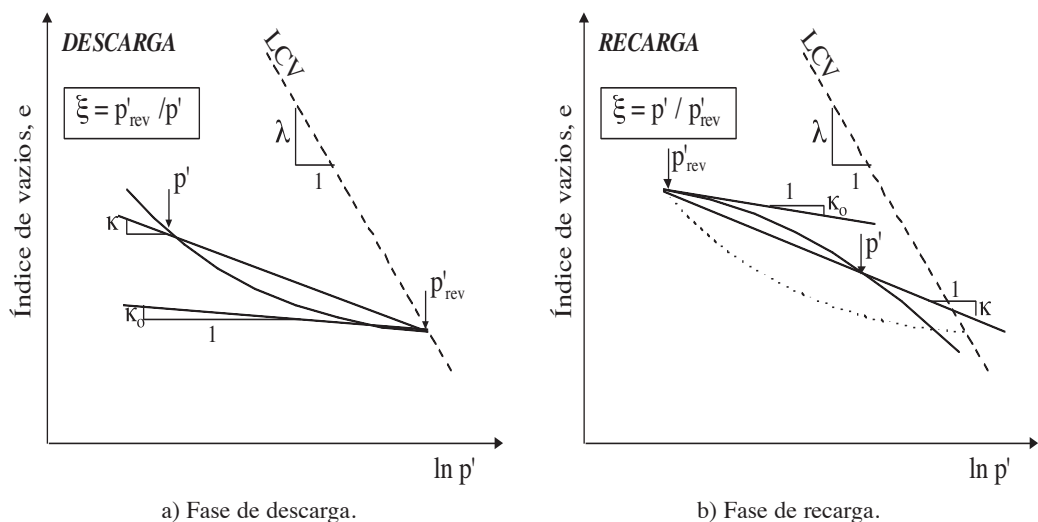


Fig. 3 – Definição da variável ξ em descarga e recarga.

Com o segundo dos modelos, consegue-se simular o desenvolvimento de deformações plásticas em argilas sobreconsolidadas (Figura 2b), o que possibilita o acoplamento entre os comportamentos volumétrico e distorcional, bem como a existência de uma transição suave entre o estado sobreconsolidado e a linha de consolidação virgem (LCV). Na formulação do modelo, a superfície de plasticidade limite corresponde à superfície de cedência (descrita pela expressão 1) e o comportamento plástico para estados de tensão sobreconsolidados (R) é associado ao comportamento plástico de um ponto imagem (I) situado naquela superfície (Figura 1). Esta situação corresponde à definição de uma superfície de carga (f_0) que passa pelo ponto representativo do estado de tensão sobreconsolidado, com um coeficiente de forma α_0'/a' , sendo portanto homotética à superfície limite (f).

3 – CONSTANTES MATERIAIS DO MODELO MIT-E3

O Quadro 2 resume os ensaios necessários à caracterização completa do modelo MIT-E3. Este modelo é caracterizado por quinze constantes, sete determinadas directamente de ensaios laboratoriais e oito estimadas com base em estudos de sensibilidade, que visam o ajuste destas constantes, no intuito de se reproduzirem alguns resultados experimentais.

Seguidamente, e de um modo sucinto, descrevem-se as diversas constantes materiais, tecendo-se complementarmente algumas considerações sobre os ensaios necessários à sua avaliação. Em relação às constantes de avaliação indirecta, apresentam-se estudos de sensibilidade que visam contribuir para a compreensão e clarificação da importância de cada constante na simulação do comportamento dos solos.

3.1 – Constantes materiais de avaliação directa

O coeficiente de impulso em repouso referente ao solo normalmente consolidado, K_0^{nc} , é uma das constantes mais importantes, dado definir a orientação das elipses de cedência. Esta constante pode ser determinada a partir de ensaios triaxiais de consolidação " K_0 ", de ensaios edométricos com medição das tensões laterais ou simplesmente estimada com base em fórmulas empíricas.

Quadro 2 – Constantes do modelo MIT-E3 (adaptado de Whittle e Kavvas, 1994).

Tipo de ensaio	OCR	Pormenores do ensaio	Constantes Directos	Constantes Indirectos
Edómetro ou CRS	–	Registo do índice de vazios, e_o	e_o, λ	–
Edómetro ou CRS	–	Descarga em dois níveis de tensão	–	C, n
Edómetro ou CRS	–	Dois ciclos descarga-recarga	–	h
K_o - edómetro ou K_o - triaxial	1 - 4	Registo da trajectória de tensões efectivas na consolidação e na descarga	K_o^{nc} 2G/K	–
Ensaio triaxial de corte não drenado	1	Compressão - CK_oUC Extensão - CK_oUE	ϕ'_{TC} ϕ'_{TE}	S_c, c
Ensaio triaxial de corte não drenado	2	Ensaio CK_oUC	–	w, γ
Coluna ressonante ou ensaios de medição das ondas de corte	–	Medida directa de G_{max} com base na velocidade das ondas de corte	κ_o	–
Ensaio triaxial especiais	1	Ensaio drenados com trajectórias de deformação	–	ψ_o

CK_oUC – Ensaio triaxial com consolidação “ K_o ” e corte não drenado com trajectórias de compressão.

CK_oUE – Ensaio triaxial com consolidação “ K_o ” e corte não drenado com trajectórias de extensão.

Por sua vez, a partir de ensaios edométricos ou de ensaios de consolidação unidimensional com deformação controlada (CRS), pode-se reconstituir a linha de consolidação virgem, bastando para tal definir o seu declive no espaço $e-\ln p'$ (λ) e o índice de vazios referente ao estado de tensão inicial (e_o).

O conhecimento da velocidade das ondas de corte elásticas, medidas em laboratório (coluna ressonante ou “bender elements”) ou em “in-situ”, relaciona-se com o módulo de rigidez referente a reduzidos níveis de deformação, permitindo desta forma estimar a constante material κ_o .

O coeficiente de Poisson, ν , relaciona-se com o módulo de corte elástico (G) e o módulo de compressibilidade volumétrica (K), de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{2G}{K} = \frac{3(1-\nu)}{(1+\nu)} \quad (9)$$

Com base na descarga edométrica e partindo do pressuposto que o comportamento é linear elástico, Whittle et al. (1994) sugerem, em alternativa à expressão (9), a seguinte forma:

$$\frac{2G}{K} = \frac{(1 - K_o^{nc})OCR_1}{\frac{1}{3}(1 + 2K_o^{nc})OCR_1 - 1} \quad (10)$$

representando OCR_1 o valor do grau de sobreconsolidação para o estado isotrópico ($K_o = 1$).

Com os ensaios triaxiais avaliam-se os ângulos de resistência ao corte em compressão (ϕ'_{TC}) e extensão (ϕ'_{TE}), referentes às condições do Estado Crítico, devendo, por conseguinte, os níveis de deformação envolvidos serem elevados (Whittle e Kavvas, 1994).

3.2 – Constantes materiais de avaliação indirecta

As constantes materiais de avaliação indirecta (C , n , ψ_0 , S_t , c , w , h e γ) são determinadas com base em estudos de sensibilidade, de modo a se reproduzir o comportamento obtido em laboratório com determinados ensaios específicos (Quadro 2).

Ao longo dos itens seguintes, apresentam-se os resultados de estudos de sensibilidade deste tipo. Estas análises são efectuadas admitindo-se para constantes de referência do modelo MIT-E3 as correspondentes a "Boston Blue Clay", apresentadas no Quadro 4. As análises numéricas são efectuadas com provetes consolidados anisotropicamente para uma tensão vertical de préconsolidação de 100 kPa ($e_0 = 1,12$) e um K_0^{nc} de 0,48. A malha utilizada na simulação numérica é constituída por um único elemento quadrangular isoparamétrico híbrido de 8 pontos nodais, que permite o cálculo dos deslocamentos em conjunto com os excessos de pressão intersticial.

3.2.1 – Constantes C e n

As constantes C e n são utilizados para descrever a não linearidade da formulação histerética perfeita, sendo seleccionadas de modo a simular o comportamento durante a descarga de um ensaio edométrico (ou CRS). Nas Figuras 4 e 5 apresentam-se, respectivamente, os resultados da variação de C (10, 16, 22, 26 e 30) e de n (1,2, 1,6, 2,0 e 2,4) em função de $\xi(p'_{rev}/p')$ em descarga.

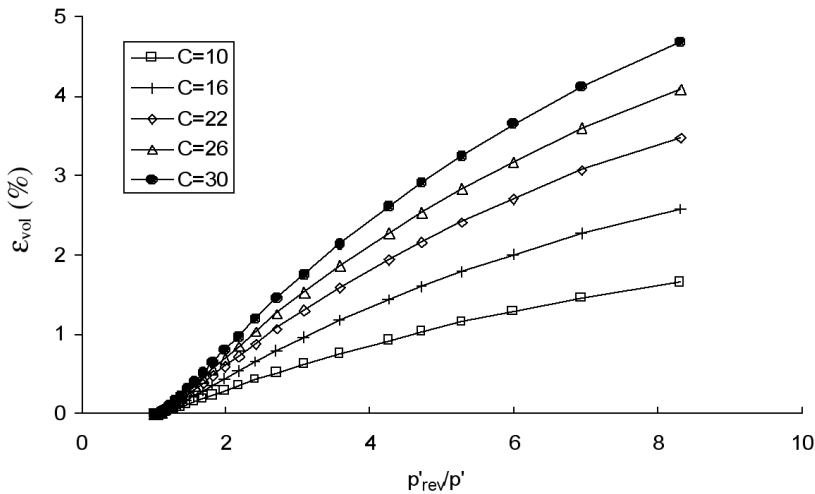


Fig. 4 – Influência de C na evolução das extensões volumétricas durante a descarga edométrica.

Em ambos os casos, constata-se que a extensão volumétrica em regime elástico linear aumenta com o incremento de C e de n , embora se observe uma maior sensibilidade à variação de C relativamente a n . O efeito da não linearidade em descarga ou recarga é naturalmente obtido pela adição da influência destas duas constantes. Assim, para níveis de tensão próximos do ponto de reversibilidade, a que correspondem valores de ξ inferiores a 3, observa-se que n praticamente não induz variação de volume, pelo que se conclui que a influência da constante C não é suficiente para originar relevantes extensões volumétricas. Com o aumento de ξ , a influência de n torna-se mais significativa, contribuindo decisivamente para o aumento das extensões volumétricas com o afastamento ao ponto de reversibilidade.

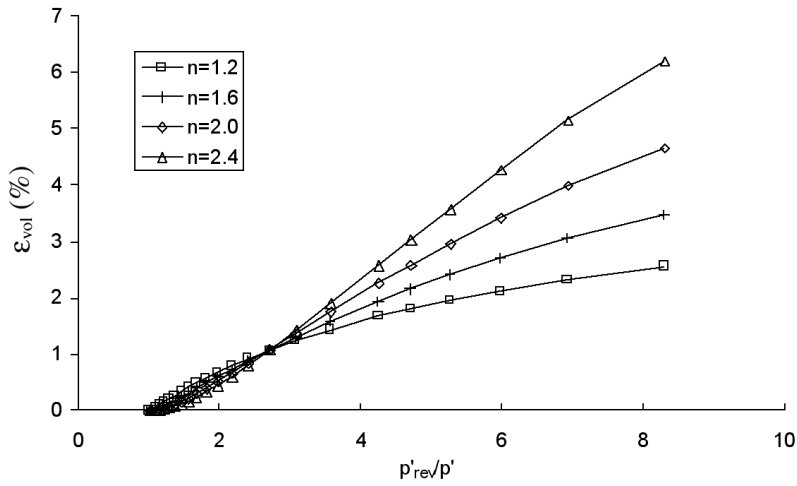
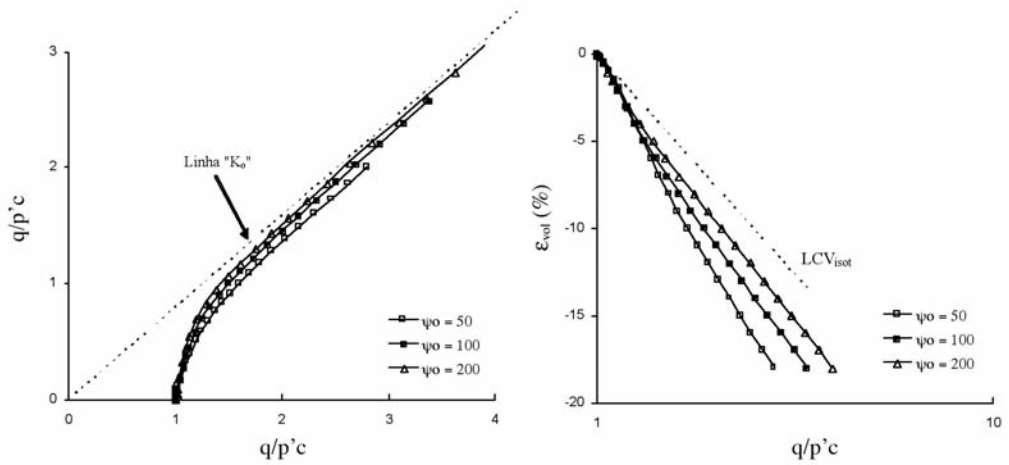


Fig. 5 – Influência de n na evolução das extensões volumétricas durante a descarga edométrica.

3.2.2 – Constante ψ_o

A constante material ψ_o controla a velocidade de ajuste do eixo da superfície de cedência, induzido por um campo de tensões ou de deformações imposto. De acordo com Whittle e Kavvas (1994) a avaliação de ψ_o deve ser efectuada com base em ensaios triaxiais que promovam a rotação da superfície de cedência. Nas Figuras 6 e 7 ilustra-se a influência de ψ_o (50, 100 e 200) na simulação de dois ensaios triaxiais drenados, efectuados com trajectórias específicas para a avaliação desta constante. No primeiro caso (Figura 6), o provete é consolidado isotropicamente, sendo posteriormente sujeito a uma trajectória de deformações “ K_o ” ($\Delta\epsilon_a \neq 0$; $\Delta\epsilon_h = 0$). Neste ensaio



(a) Evolução $q/p'_c - p'/p'_c$.

(b) Evolução $\epsilon_{vol} - p'/p'_c$.

Fig. 6 – Influência de ψ_o . Consolidação isotrópica seguida de deformação “ K_o ”.

as trajectórias de tensões efectivas aproximam-se das condições "K₀", observando-se com o incremento das deformações a rotação da superfície de cedência em direcção a este eixo (Figura 8). Na Figura 6a observa-se com o aumento de ψ_0 uma aproximação mais rápida à linha "K₀" e um menor afastamento em relação à linha de consolidação virgem isotrópica.

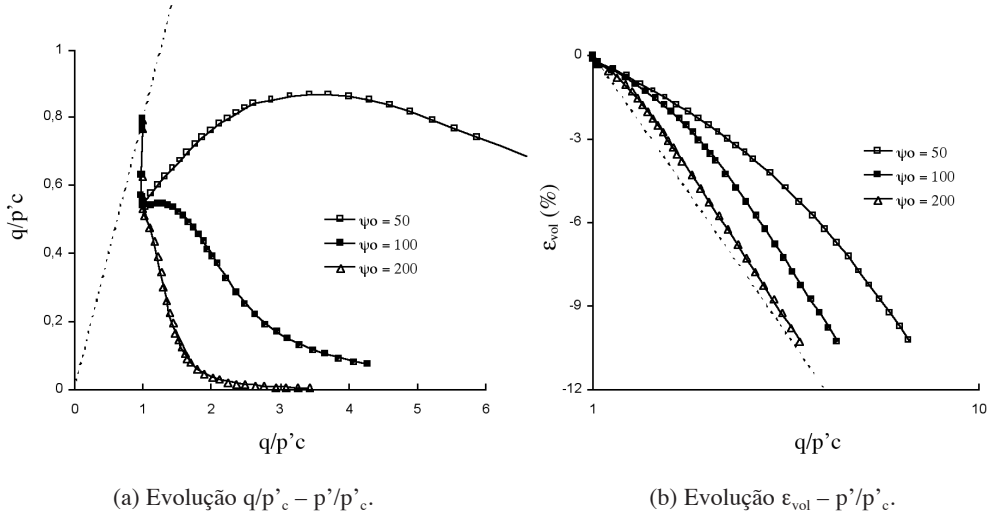


Fig. 7 – Influência de ψ_0 . Consolidação "K₀" seguida de deformação isotrópica.

No segundo caso (Figura 7), o provete é inicialmente consolidado em condições "K₀", aplicando-se em seguida incrementos de extensão hidrostáticos ($\Delta\epsilon_a = \Delta\epsilon_h$). Neste caso, o modelo prevê a gradual evolução da trajectória de tensões em direcção ao eixo hidrostático. A consideração de ψ_0 igual a 50 conduz a resultados pouco aceitáveis, nomeadamente em termos da evolução das tensões deviatóricas, observando-se na fase inicial o afastamento da trajectória de tensões efectivas do eixo hidrostático, só se notando uma ténue convergência para este para níveis de tensão muito elevados. Em ambos os casos os efeitos são similares, constatando-se com o aumento de ψ_0 uma aproximação mais rápida à trajectória de tensões imposta e um menor afastamento em relação à linha de consolidação virgem referente ao estado inicial. Estes resultados permitem constatar o relevante papel de ψ_0 no controlo da velocidade de rotação da superfície de cedência.

As Figuras 8 e 9 ilustram bem a evolução das superfícies de cedência em ambas as situações analisadas, para ψ_0 igual a 200. Constata-se que a evolução das superfícies de cedência do modelo MIT-E3 evolui de forma coerente com as trajectórias de tensões impostas, tanto em termos de endurecimento, induzido pelo aumento de tensões, como em termos da sua orientação, imposta pela alteração do estado de consolidação, variando de isotrópico para anisotrópico no caso da Figura 8 e vice-versa no caso da Figura 9.

Alguns investigadores (Ting, 1968; Anadarajah e Kuganenthira, 1996) concluíram que a aplicação de níveis de tensão duas a três vezes superiores à tensão de consolidação inicial, dilui a "memória" do solo em relação à história das tensões de consolidação. Em consonância com este facto, Whittle e Kavvas (1994) sugerem para "Boston Blue Clay" valores de ψ_0 entre 75 e 200.

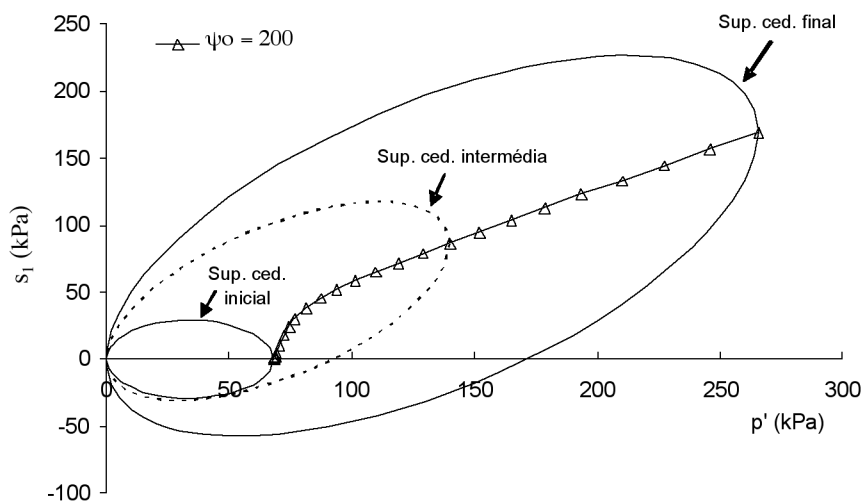


Fig. 8 – Consolidação isotrópica seguida de deformação “K₀”.
Evolução das superfícies de cedência para $\psi_0 = 200$.

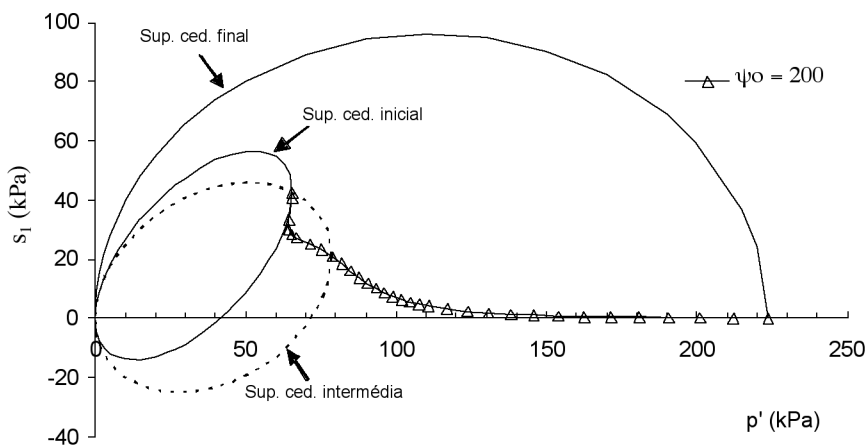


Fig. 9 – Consolidação “K₀” seguida de deformação isotrópica.
Evolução das superfícies de cedência para $\psi_0 = 200$.

3.2.3 – Constantes S_i e c

As constantes S_i e c controlam, respectivamente, o comportamento pós-rotura e a geometria da superfície de cedência, sendo estimados a partir de ensaios triaxiais não drenados, realizados com provetes normalmente consolidados em condições “K₀”, com trajectórias de compressão (CK₀UC) e de extensão (CK₀UE). Nas Figuras 10 e 11 apresentam-se os resultados da variação de S_i e c , respectivamente. Observa-se uma relevante influência de S_i no comportamento pós-rotura em compressão triaxial, contribuindo também o aumento de S_i para uma ligeira expansão da superfície de cedência em trajectórias de extensão.

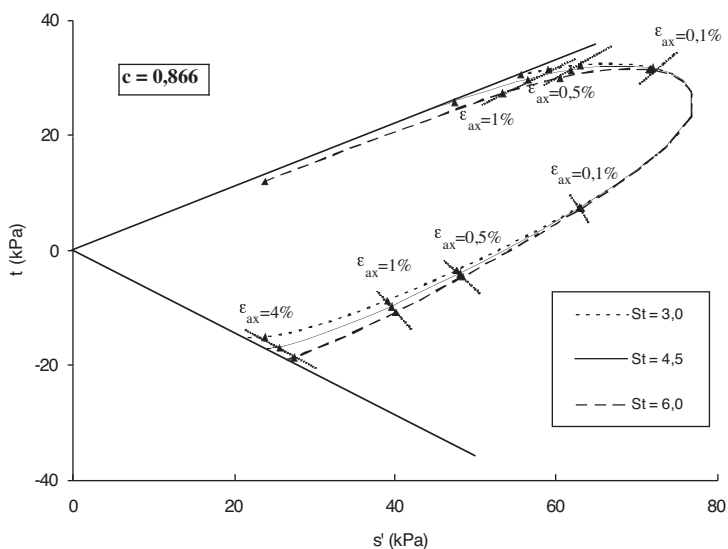


Fig. 10 – Influência de S_t nas trajectórias de tensões efectivas de ensaios CK_0UC e CK_0UE em condições normalmente consolidadas.

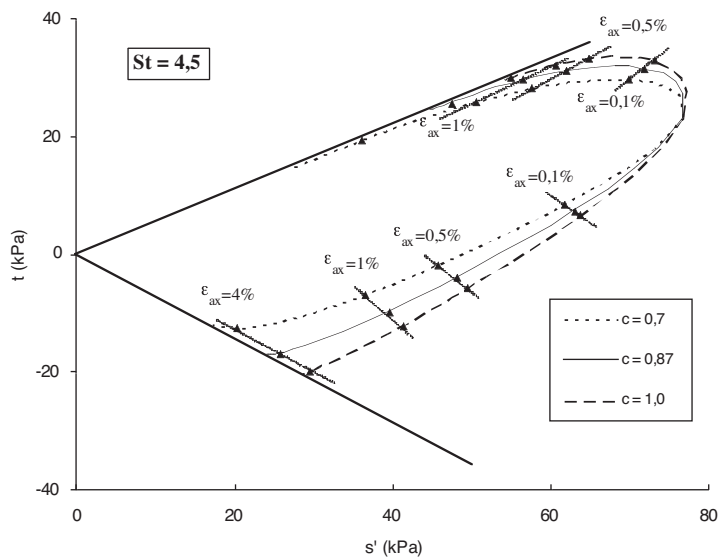


Fig. 11 – Influência de c nas trajectórias de tensões efectivas de ensaios CK_0UC e CK_0UE em condições normalmente consolidadas.

O controlo da resistência não drenada é fundamentalmente efectuado pela constante material c , pelo ajustamento da dimensão da superfície de cedência. Assim, constata-se com o incremento de c de 0,7 para 1,0 a expansão da superfície de cedência, que induz o aumento da resistência não drenada em cerca de 13% e 70%, respectivamente nas trajectórias de compressão e de extensão.

Analizando em conjunto as Figuras 10 e 11, constata-se que a influência de ambas as constantes se sobrepõem um pouco, influenciando o comportamento pós-rotura em condições não drenadas. Contudo, enquanto que o aumento de c origina a expansão global da superfície de cedência, o incremento de S_i só tem o mesmo efeito em extensão, originando em compressão o oposto, ou seja a sua retracção. Assim, pela conjugação destas duas constantes afinam-se aspectos como o comportamento pós-rotura, a evolução das trajectórias de tensões e naturalmente a resistência não drenada.

3.2.4 – Constante w

A constante w é utilizada no modelo MIT-E3 para controlar o comportamento não linear em corte não drenado para reduzidos níveis de deformação e estados de tensão suficientemente afastados da superfície limite (Whittle e Kavvas, 1994). Esta constante pode ser estimada através da simulação de ensaios de compressão triaxial com provetes sobreconsolidados, pela análise do módulo de deformabilidade (E_u) na gama das pequenas deformações.

Na Figura 12 apresentam-se os resultados da variação de w (0,001, 0,01, 0,1 e 1,0) numa argila sobreconsolidada com OCR igual a 8. Constata-se com o aumento da constante w a diminuição do módulo de deformabilidade (Figura 12b), originando este facto, naturalmente, maiores deformações para o mesmo nível de tensão (Figura 12a).

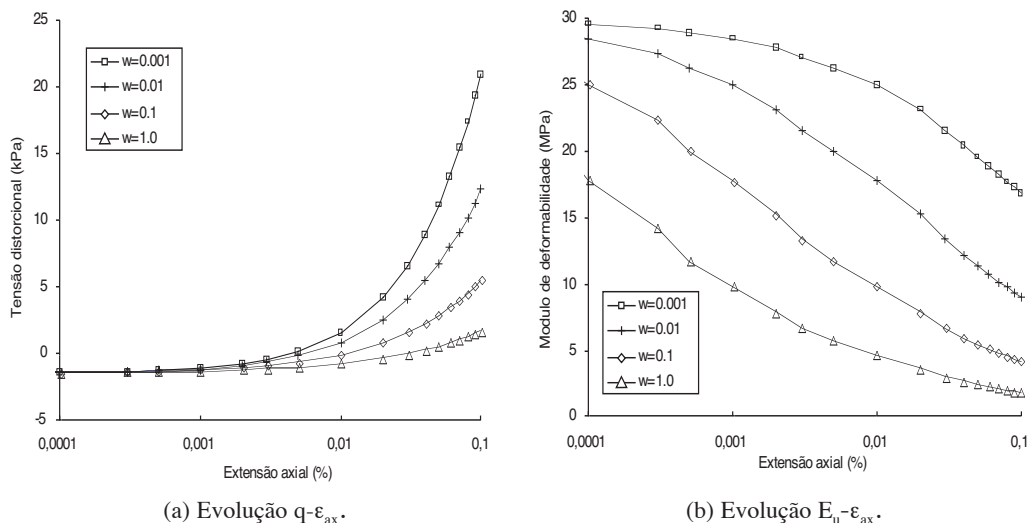


Fig. 12 – Influência de w no módulo de deformabilidade e na tensão distorcional, em regime elástico, num ensaio CK₀UC com um provete sobreconsolidado (OCR=8).

3.2.5 – Constante h

A magnitude das deformações plásticas residuais geradas em ciclos de descarga-recarga é controlada numericamente pela constante material h (Whittle e Kavvadas, 1994), sendo a sua avaliação efectuada a partir da simulação de resultados de ensaios edométricos (ou CRS).

Na Figura 13 apresentam-se os resultados da simulação de um ensaio edométrico com um ciclo de descarga-recarga correspondente a um OCR igual a 6, tendo-se analisado três valores de h (0,02, 0,2 e 2,0). Naturalmente, a curva referente à descarga coincide em todos os casos, dado o comportamento evoluir em regime elástico não linear, repercutindo-se a diminuição de h unicamente no aumento das deformações residuais ($\Delta\epsilon^p$) no final do ciclo de recarga, ou seja, quando a plasticificação do material assume alguma relevância. Assim, constata-se com a variação da constante h de 2,0 para 0,02 o aumento das deformações residuais em cerca de 250%. Obviamente, a constante h também influencia a aproximação da curva de recarga à linha da consolidação virgem (LCV), constatando-se com a sua diminuição uma aproximação mais suave, que, naturalmente, corresponde a maiores tensões de junção entre ambas as curvas.

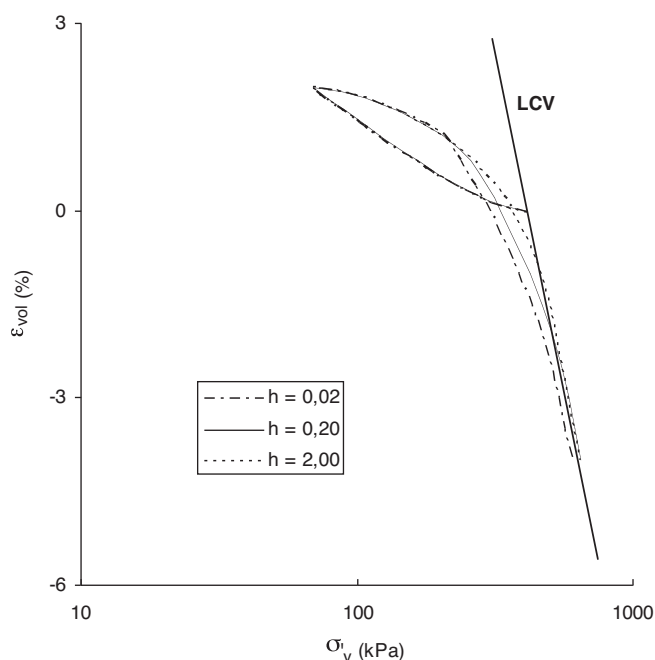


Fig. 13 – Influência da constante material h na curva de recarga $\epsilon_{vol}-\sigma'_v$.

3.2.6 – Constante γ

A constante material γ tem a função específica controlar o desenvolvimento das pressões de água nos poros durante o corte não drenado, induzidas pela variação de tensões tangenciais, durante trajetórias de tensões localizadas no interior da superfície de cedência, ou seja, referentes a estados sobreconsolidados (Whittle e Kavvadas, 1994). Esta constante é estimada pela comparação das trajetórias de tensões efectivas obtidas num ensaio CK₀UC com as respectivas simulações nu-

méricas. Na Figura 14 apresentam-se os resultados da variação de γ (0,1, 0,5 e 1,0) num ensaio triaxial não drenado de uma argila sobreconsolidada (OCR=2), em termos de trajectórias de tensões (Figura 14a) e de geração de pressões intersticiais (Fig. 14b). Assim, para níveis de deformação entre 0,05% e 1% constata-se com o aumento de γ a geração maiores incrementos de pressões intersticiais, que se repercutem, obviamente, na inflexão para a esquerda da trajectória de tensões efectivas (Figura 14a). Para níveis de deformação superiores a 1% e para γ igual a 1,0, a tendência inverte-se, sendo este facto coerente com a obtenção de tensões efectivas médias superiores. Em todo o caso, e em termos quantitativos, os resultados parecem evidenciar uma reduzida influência desta constante no comportamento.

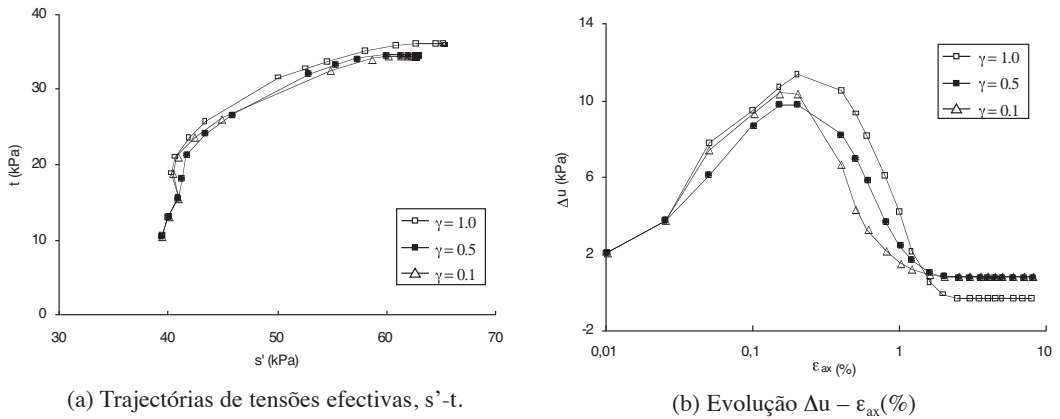


Fig. 14 – Influência de γ num ensaio CK₀UC com OCR=2.

4 – CONSTANTES MATERIAIS DE DIVERSAS ARGILAS

Nos Quadros 3 e 4 comparam-se os índices de consistência médios e as constantes materiais do modelo MIT-E3 respeitantes a três argilas: "Boston Blue Clay", "Empire Clay" e argila de Londres. Os índices de consistência dos dois últimos solos são semelhantes, o que se traduz em algumas similaridades em termos de constantes do modelo MIT-E3, nomeadamente: e_o , K_0^{nc} , ϕ'_{TC} , ϕ'_{TE} , w , γ e ψ_o .

O Quadro 4 evidencia o facto das constantes γ e ψ_o coincidirem entre as três argilas, o que vem reforçar as conclusões do estudo de sensibilidade efectuada na secção anterior, de que a influência destas constantes não é muito significativa.

Quadro 3 – Índices de consistência médios de três argilas "Boston Blue Clay", "Empire Clay" e argila de Londres (Whittle, 1993).

Índice	"Boston Blue Clay"	"Empire Clay"	Argila de Londres
W_L (%)	42	76	75
W_p (%)	21	26	28
IP (%)	21	50	47
IL (%)	95	36	5

Quadro 4 – Constantes materiais do modelo MIT-E3 de diversos solos (Whittle, 1993).

Constante material	Significado físico	"Boston Blue Clay"	"Empire Clay"	Argila de Londres
e_o	Índice de vazios para a tensão de referência na LCV ($\sigma'_v = 100$ kPa)	1,12	1,26	1,21
λ	Compressibilidade da argila normalmente consolidada	0,184	0,274	0,172
C	Comportamento não linear em descarga	22,0	24,0	65,0
n	Comportamento não linear em descarga	1,60	1,75	1,50
h	Deformações plásticas residuais	0,2	0,2	0,1
K_o^{nc}	K_o para argila normalmente consolidada	0,48	0,62	0,62
ν	Coefficiente de Poisson no início da descarga	0,277	0,312	0,288
ϕ'_{TC}	Ângulo de resistência ao corte em compressão triaxial	33,4	23,6	22,5
ϕ'_{TE}	Ângulo de resistência ao corte em extensão triaxial	45,9	21,6	22,5
c	Resistência ao corte não drenada (geometria da superfície de cedência)	0,86	0,75	0,80
S_t	Comportamento pós-rotura em compressão triaxial não drenada	4,5	3,0	3,9
w	Não linearidade para níveis de deformação reduzidos em corte não drenado	0,07	0,20	0,20
γ	Geração das pressões de água nos poros por corte	0,5	0,5	0,5
κ_o	Compressibilidade junto ao estado reversível	0,001	0,0035	0,001
ψ_o	Rotação da superfície limite	100,0	100,0	100,0

5 – CONCLUSÕES

Este trabalho evidencia algumas das potencialidades do modelo MIT-E3 para a simulação de importantes características do comportamento de argilas naturais, como sejam a rotação da superfície de cedência induzida pela variação do campo de tensão ou de deformação, o comportamento pós-rotura em condições não drenadas, a distinção entre comportamento em compressão e extensão, a geração de pressões intersticiais induzidas pela variação de tensões tangenciais, a influência da elasticidade não linear e a geração de deformações plásticas num ciclo de descarga-recarga. As análises numéricas efectuadas permitem salientar os seguintes aspectos:

- a importância das constantes C e n na simulação da não linearidade elástica no interior da superfície de cedência;
- o eficaz controlo da velocidade de ajuste da orientação do eixo da superfície de cedência por parte da constante ψ_o ;
- a correcta simulação do comportamento não drenado em compressão e extensão triaxial, para a qual muito contribuem as constantes S_t e c , que permitem ajustar a dimensão da su -

perfície de cedência e assim controlar o comportamento pós-rotura e naturalmente a resistência não drenada;

- iv) a consideração da não linearidade associada a reduzidos níveis de deformação em corte não drenado, por intermédio da variação do módulo de deformabilidade em função das deformações registadas, sendo este processo controlado pela constante material w ;
- v) a importante contribuição da constante h , que permite controlar a magnitude das deformações plásticas residuais num ciclo de descarga-recarga;
- vi) a reduzida influência das tensões de corte no desenvolvimentos de pressões intersticiais, o que vem justificar a reduzida variabilidade atribuída à constante material γ .

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anadarajah, A. e Kuganenthira, N. (1996). "Variation of fabric anisotropy of kaolinite in triaxial loading". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 122, nº 8, pp. 633-640.
- Dafalias, Y.; Herrmann, G.R. (1982). "Bounding surface formulation of soil plasticity". *Soil Mechanics, Transient and Cyclic Loads*, G. N. Pande and O. C. Zienkiewicz, eds. Wiley and Sons.
- Hueckel, T. e Nova, R. (1979). "Some histeresis effects on the behaviour of geological media". *International Journal of Solids and Structures*, nº 15, pp. 625-642.
- Maranha das Neves, E. (1986). "Equações constitutivas de meios particulados". *Memória nº 63*, Lisboa.
- Ting, W.H. (1968). "Some effects of history on the stress-strain behaviour of kaolin". *Ph. D. thesis*, University of Cambridge, England.
- Venda Oliveira, P.J. (2000). "Aterros sobre solos moles – Modelação numérica", *Tese de Doutoramento*, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Venda Oliveira, P.J. (2005). "MIT-E3: modelo constitutivo para argilas. Formulação, potencialidades e limitações". *Geotecnia*, nº 103 (Número especial - Prémio Manuel Rocha 2000-2003), pp. 145-168.
- Whittle, A. J. (1991). "MIT-E3: A constitutive model for overconsolidated clays". *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, pp. 697-702. Beer, Booker e Carter, Balkema, Rotterdam.
- Whittle, A. J. (1993). "Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays". *Géotechnique*, vol. 43, nº 2, pp. 289-313.
- Whittle, A. J.; Degroot, Don J.; Ladd, Charles C. (1994). "Model prediction of anisotropic behaviour of Boston Blue Clay". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, nº 1, pp. 199-224.
- Whittle, A.J. e Kavvasdas, M. (1994). "Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, nº 1, pp. 173-198.

O MÉTODO DAS ONDAS SUPERFICIAIS: AQUISIÇÃO, PROCESSAMENTO E INVERSÃO

The surface wave method: acquisition, processing and inversion

Isabel Lopes*

Jaime A. Santos**

Isabel Moitinho de Almeida***

RESUMO – Este trabalho apresenta os fundamentos teóricos associados ao método das ondas superficiais utilizando múltiplas estações segundo a metodologia implementada, referindo-se aos principais passos da sua aplicação: a aquisição, o processamento e a inversão. Fundamentando com as bases da teoria de propagação das ondas de Rayleigh, discutem-se os factores determinantes e os cuidados a ter para a obtenção de resultados fíaveis e de boa qualidade.

SYNOPSIS – This work presents some of the theoretical considerations associated with the Surface Wave Method accordingly with the implemented methodology, referring to the main steps of its application: acquisition, processing and inversion. Using the bases of the theory of Rayleigh wave propagation the important factors and the concerns to obtain high quality results are discussed.

PALAVRAS CHAVE – Ondas de Rayleigh, velocidade da onda de corte, multicanal.

1 – INTRODUÇÃO

Assiste-se, actualmente, a uma maior utilização de ensaios de prospecção geofísica para a caracterização geotécnica. Os baixos custos da maioria dos ensaios geofísicos, associados à possibilidade de medir grandezas físicas, quando incluídos num plano de prospecção com sondagens e outros ensaios in situ, tem provado ser de grande utilidade, permitindo obter informações sobre a estratigrafia, a presença de água ou fluidos, a caracterização dinâmica dos geomateriais, entre outras.

Na prospecção geotécnica os ensaios geofísicos mais frequentemente utilizados são os ensaios sísmicos, nomeadamente a refração sísmica, o ensaio entre furos de sondagem (crosshole) e o ensaio ao longo de um furo de sondagem com fonte sísmica à superfície (downhole). Em situações em que há necessidade de maior detalhe, como por exemplo em projectos de barragens, recorre-se ainda à tomografia crosshole e/ou à reflexão sísmica. Noutras situações, como a identificação de zonas com presença de água ou a localização de infraestruturas ou objectos, pode-se recorrer também a outros ensaios geofísicos, designadamente a métodos eléctricos e electromagnéticos como a resistividade eléctrica ou o georadar.

* Pós-doc, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico, ICIST. E-mail: ilopes@civil.ist.utl.pt

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

*** Professora Auxiliar, Departamento e Centro de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. E-mail: moitinho@fc.ul.pt

Em Portugal, a refração sísmica é das técnicas mais comuns, sendo frequentemente aplicada em situações em que se pretende avaliar a ripabilidade dos materiais.

A revista *Geotecnia* espelha, desde 1971, a evolução da geotecnia em Portugal, quer a nível científico quer a nível da prática profissional nas empresas. A primeira referência ao uso da prospecção geofísica recorrendo à aquisição de ondas sísmicas em maciços rochosos é feita no segundo número da revista, no trabalho de Oliveira (1971), quando descreve a sua aplicação em estudos para a construção de barragens. A descrição e utilidade do método de refração sísmica são apresentadas no número seguinte, para o estudo de estradas, por Moura Esteves (1972).

A utilização das velocidades sísmicas para o estudo do comportamento dinâmico dos solos começa, em Portugal, no final da década de 70 do passado século, sendo descrita por Fialho Rodrigues (1981) a determinação da velocidade da onda de corte entre furos de sondagem (crosshole). Desde então muitos são os trabalhos que referem a utilização destes e de outros métodos de prospecção geofísica, evidenciando a importância e necessidade reconhecidas do recurso a ensaios geofísicos na prática geotécnica.

O desenvolvimento de alguns dos ensaios sísmicos, como por exemplo a refração sísmica, tem sido consequência essencialmente da evolução no equipamento e nos programas informáticos para interpretação de dados, tendo as bases teóricas e as metodologias de campo sofrido muito pouca alteração.

Na prática geotécnica tem vindo a ser reconhecida a necessidade de caracterização da velocidade da onda de corte, devido às suas vantagens relativamente à determinação da velocidade da onda P, que passam pela sua relação directa com o módulo de distorção e a sua insensibilidade à presença do nível freático. No entanto, os receptores necessários para a sua aquisição são mais dispendiosos e a fonte sísmica, necessária para gerar ondas S com energia suficiente para obter sinais de qualidade, requer uma estrutura especial que torna a aquisição mais demorada e consequentemente os ensaios mais onerosos.

Para ultrapassar as dificuldades tem havido, desde as últimas duas décadas do século passado, na comunidade geotécnica internacional, um forte desenvolvimento de métodos sísmicos de superfície que se baseiam na detecção de ondas superficiais e que, após processamento e inversão dos dados, permitem obter o perfil da velocidade da onda de corte de um determinado local. O crescimento destas técnicas e o seu uso em geotecnia deve-se essencialmente à introdução do método *Análise Espectral de Ondas de Superfície* (SASW – Spectral Analysis of Surface Waves) pelo grupo de trabalho da Universidade de Austin no Texas (Nazarian e Stokoe, 1984). A ideia da aquisição com múltiplos canais adicionou um novo impulso ao desenvolvimento destes métodos (Gabriels et al., 1987; Tselentis & Delis, 1998; Park et al. 1999, Foti, 2000).

A utilização destes métodos, normalmente com base nas ondas de Rayleigh, pela sua rapidez de execução e interpretação e fiabilidade nos resultados, tem provado ser de grande utilidade para a prática geotécnica. Este ensaio, que possibilita a obtenção dos parâmetros elásticos do subsolo reduzindo os custos, começa a dar os primeiros passos na prática portuguesa (Lopes et al., 2003; Lopes et al., 2004a; Lopes et al., 2004b; Ferreira, 2004; Lopes et al., 2005; Fortunato, 2005; Lopes, 2005; Lopes et al., 2006; Rodrigues et al., 2006).

Neste trabalho é apresentado o desenvolvimento teórico e algumas considerações práticas relacionadas com a execução do ensaio segundo a metodologia implementada, recorrendo a múltiplos canais, nomeadamente com os seus diversos passos: a aquisição, o processamento e a inversão. Noutros trabalhos são apresentados alguns casos de estudo onde se mostra a aplicabilidade do método a áreas com características geológicas distintas (Lopes et al., 2004a; Lopes et al., 2004b; Lopes et al., 2005; Lopes, 2005; Lopes et al., 2006).

2 – AS ONDAS DE RAYLEIGH

2.1 – Propagação das ondas

As ondas superficiais formam-se pelo contacto das ondas volúmicas com a superfície livre. As ondas de Rayleigh são resultantes da interacção das ondas P e SV (onda de corte com polarização vertical) e formam-se sempre. Por sua vez as ondas de Love, dependentes unicamente das ondas SH (onda de corte com polarização horizontal), só podem existir em situações em que exista uma camada superficial de baixa velocidade sobre um substrato de velocidade superior, formando-se devido ao aprisionamento de energia e a múltiplas reflexões. Isto é, as ondas de Love não são possíveis em meios homogéneos.

Uma das grandes vantagens da utilização das ondas de Rayleigh, nos métodos com base nas ondas superficiais, é precisamente o facto de estarem sempre presentes, sendo criadas quer por um trem de ondas que se propague até à superfície, quer por qualquer fonte (activa ou passiva) accionada à superfície. Além disso, as ondas de Rayleigh geradas por uma fonte pontual transportam 2/3 do total da energia transmitida, propagam-se com uma frente de onda cilíndrica e atenuam mais lentamente com a distância que as ondas volúmicas, o que faz com que estas sejam os eventos dominantes nos registos sísmicos como as torna muito preocupantes para as estruturas (Richart et al., 1970; Lay e Wallace, 1995).

As ondas de Rayleigh ocorrem junto à superfície de um meio semi-infinito. O movimento das partículas provocado pela sua passagem está confinado a um plano vertical que contém a direcção de propagação, verificando-se à superfície um movimento elíptico retrógrado (Figura 1), contendo uma componente vertical e uma horizontal de movimento (Bolt, 1999). Como contêm as duas componentes principais de movimento são registadas em qualquer tipo de receptor.

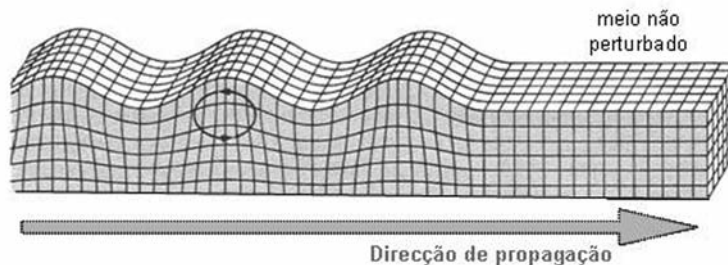


Fig. 1 – Propagação das ondas de Rayleigh no meio (adaptado de: Bolt, 1999).

Estas ondas propagam-se paralelamente à superfície da Terra, a sua amplitude decresce exponencialmente com a profundidade e grande parte da energia encontra-se confinada junto à superfície. O fenómeno que caracteriza a sua propagação é a dispersão das ondas em meio heterogéneo. Cada frequência produz movimento das partículas e deformação que são significativos até uma determinada profundidade, dependente do comprimento de onda (λ). Isto significa que a propagação de diferentes frequências atinge diferentes profundidades. Como num meio verticalmente heterogéneo as propriedades mecânicas variam com a profundidade e cada onda com um comprimento de onda distinto se propaga em camadas com propriedades diversas, as velocidades são, por isso, diferentes (Figura 2). Assim, a velocidade de uma onda superficial que sofre dispersão não é única, é caracterizada por diferentes velocidades de fase, dependentes da frequência. A relação entre a velocidade de fase e a frequência (ou o λ) é designada por curva de dispersão.

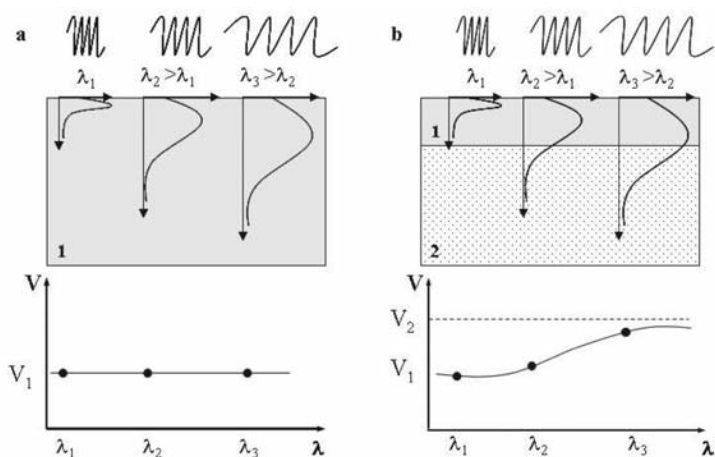


Fig. 2 – Propagação das ondas superficiais num: a. Meio homogéneo; como todas as ondas com diferentes λ atravessam o mesmo material, a velocidade de fase é constante; b. Meio heterogéneo, quando as propriedades variam com a profundidade, a velocidade de fase depende do λ da onda propagada: dispersão (in: Strobbia, 2003).

Relativamente à amplitude do movimento, esta decresce exponencialmente com a profundidade, tornando-se rapidamente pouco importante. A propagação das ondas de Rayleigh não é influenciada pelas características mecânicas de camadas que se encontrem a profundidades superiores aos comprimentos de onda que se estão a analisar.

Quanto aos efeitos causados pela distância à fonte sísmica verifica-se um aumento do intervalo de tempo para a chegada das ondas e a diminuição da amplitude da oscilação. Quando se cria um sinal sísmico as ondas P e S decaem mais rapidamente que as ondas de Rayleigh, podendo estas últimas serem as únicas ondas identificáveis a grandes distâncias da fonte (Richart *et al.*, 1970).

Teoricamente num meio homogéneo existe apenas um valor de velocidade para todas as frequências/comprimentos de onda enquanto que num meio composto por várias camadas, cada comprimento de onda regista informação sobre diferentes porções de solo, isto é, sofre influência de diversos materiais e dá origem ao fenómeno da dispersão (Figura 2b). Designa-se esta dispersão por geométrica porque é devida à variação das propriedades elásticas dos materiais em profundidade.

2.2 – Modelação do comportamento normalmente consolidado

Para ondas atravessando um meio homogéneo, elástico e isotrópico, tendo em conta a Lei de Hooke, a equação básica do movimento é descrita pela equação de Navier (em notação vectorial):

$$\mu \nabla^2 \mathbf{u} + (\lambda + \mu) \nabla (\nabla \cdot \mathbf{u}) = \rho \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} \quad (1)$$

em que $\mathbf{u}$ é o vector de deslocamento das partículas, λ e μ são as constantes de Lamé, ρ é a densidade do meio e t é o tempo (Richart *et al.*, 1970; Lay e Wallace, 1995; Kramer, 1996).

Partindo desta equação podem ser encontradas as soluções que descrevem a propagação das ondas volúmicas e respectivas velocidades. Para obter uma solução correspondente à propagação das ondas

de Rayleigh é necessário impor a condição de fronteira correspondente à existência de uma superfície livre. Resolvendo essa equação, recorrendo ao teorema de Helmholtz e considerando a hipótese da formação de ondas planas (Figura 3), obtém-se que a velocidade da onda de Rayleigh em meio homogêneo, elástico e isotrópico é dada por (Richart et al., 1970; Lay e Wallace, 1995; Kramer, 1996):

$$K^6 - 8K^4 + (24 - 16\eta^2) K^2 + 16 (\eta^2 - 1) = 0 \quad (2)$$

em que K e η correspondem às seguintes relações entre as velocidades da onda de Rayleigh V_R , da onda de corte V_S e da onda de compressão V_P :

$$K = \frac{V_R}{V_S} \quad (3)$$

$$\eta = \frac{V_S}{V_P} \quad (4)$$

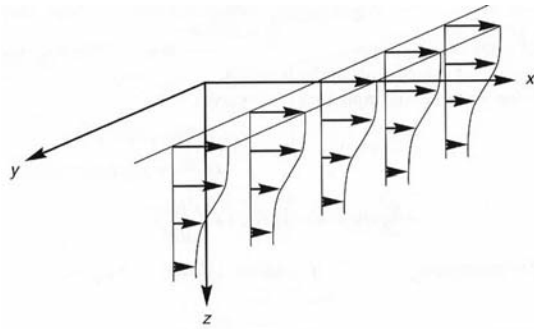


Fig. 3 – Movimento induzido por uma onda plana típica que se propaga na direção de x .
O movimento da onda não varia na direção y (in: Kramer, 1996).

A equação (2) pode ser considerada uma equação cúbica em K^2 , cujas soluções são válidas apenas para determinados valores do coeficiente de Poisson. Para esta solução verifica-se que K^2 é independente da frequência da onda e, conseqüentemente, a velocidade da onda de Rayleigh em meio homogêneo é não dispersiva (Figura 2a). Pode verificar-se que, para meios reais em que o coeficiente de Poisson varia entre $0 < \nu < 0.5$, existe apenas uma solução aceitável, isto é, entre 0 e 1. A relação entre as velocidades pode ser observada na Figura 4a.

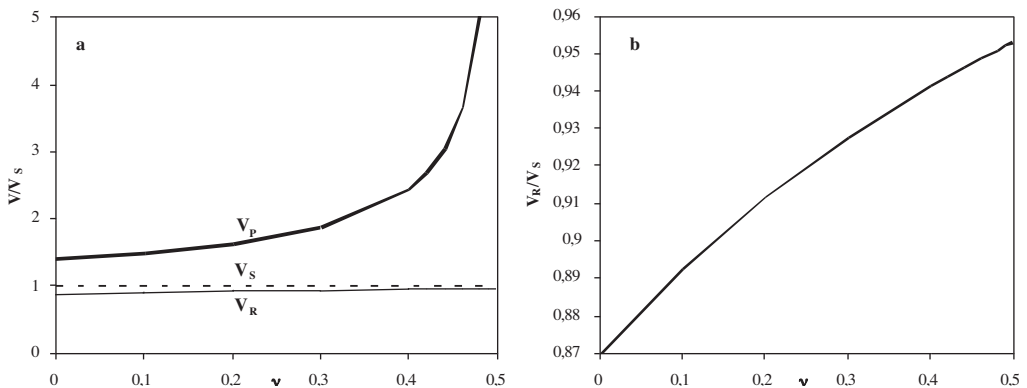


Fig. 4 – Relação entre as velocidades das ondas sísmicas em função do coeficiente de Poisson.

É ainda interessante notar que η pode ser relacionado com o coeficiente de Poisson e com as constantes de Lamé:

$$\eta = \sqrt{\frac{(1-2\nu)}{(2-2\nu)}} = \sqrt{\frac{\mu}{(\lambda + 2\mu)}} \quad (5)$$

e que k pode ser aproximado a:

$$K = \frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu} \quad (6)$$

variando entre $0.87 < K < 0.96$ para valores de $0 < \nu < 0.5$ (Figura 4b).

A velocidade da onda de Rayleigh depende da velocidade da onda de corte e do coeficiente de Poisson mas varia essencialmente com V_s ($V_R \approx 0.9 V_s$), sendo muito pouco sensível a ν (Figura 4a e 4b).

2.3 – Solução em meio verticalmente heterogéneo

Enquanto que para meios homogéneos a formulação matemática é relativamente simples, para meios heterogéneos e anisotrópicos esta torna-se muito complexa e em alguns casos inexistente. No entanto, existe solução para meios estratificados, horizontalmente homogéneos e isotrópicos, com a superfície livre paralela ao plano da isotropia.

Considerando que a heterogeneidade se dá apenas na direcção z (profundidade), a expressão correspondente à equação de Navier, na ausência de forças volúmicas, é dada, em coordenadas cartesianas, por:

$$\mu \nabla^2 \mathbf{u} + (\lambda + \mu) \nabla (\nabla \cdot \mathbf{u}) + e_z \frac{d\lambda}{dz} \nabla \cdot \mathbf{u} + \frac{d\mu}{dz} \left(e_z \times \nabla \times \mathbf{u} + 2 \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial z} \right) = \rho \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} \quad (7)$$

em que e_z corresponde ao versor normal à superfície livre.

Lai e Rix (1998) demonstraram que não existe uma solução trivial para a propagação das ondas de Rayleigh em meio verticalmente heterogéneo. A solução pode ser obtida resolvendo um problema de valores próprios. Assim, assumindo a condição de tensão nula à superfície, só existem soluções para valores especiais do número de onda $k_j = k_j(\omega)$, para $j = 1 \dots n$, que são os valores próprios da solução. Estes valores podem ser encontrados resolvendo a equação de dispersão de Rayleigh, que é uma função complexa das constantes de Lamé (λ, μ), da densidade (ρ), do número de onda (k) e da frequência de excitação (ω), e que apenas pode ser apresentada na forma implícita:

$$F_R[\lambda(z), \mu(z), \rho(z), k_j, \omega] = 0 \quad (8)$$

Esta função mostra que, em meio verticalmente heterogéneo, a velocidade de propagação das ondas de Rayleigh é, em geral, uma função da frequência com múltiplas respostas, correspondendo a cada uma, um dos n modos de propagação. Num meio composto por um número finito de camadas homogéneas sobre um substrato homogéneo, o número total de modos de propagação é finito.

Segundo Lai e Rix (1998) existem muitas técnicas possíveis para solucionar este problema de valores próprios: integração numérica, diferenças finitas; elementos finitos; elementos de fronteira e elementos espectrais.

Substituindo na formulação do problema os valores próprios (números de onda), são encontradas quatro funções próprias: duas correspondem aos dois deslocamentos ($r_1(z, k, \omega)$ e $r_2(z, k, \omega)$) nas direcções x e z , e as restantes às tensões associadas a cada modo particular de propagação ($r_3(z, k, \omega)$ e $r_4(z, k, \omega)$), uma de corte e outra normal vertical (Lai e Rix, 1998; Strobbia, 2003).

Do ponto de vista físico, a existência de diversos modos de propagação para uma determinada frequência, pode ser explicada pela interferência “construtiva” que se dá entre os raios de onda propagados e as suas reflexões nas interfaces entre as camadas (Lai e Rix, 1998; Foti, 2000; Roma, 2001).

Uma consequência importante do comportamento dispersivo das ondas de Rayleigh em meio estratificado é a existência de uma velocidade de grupo (Figura 5). A velocidade das ondas superficiais que tem sido referida é a velocidade de fase ($= \omega/k$) que corresponde à velocidade de uma frente de onda (localização de pontos de fase constantes) ou velocidade a que se propaga uma determinada frequência. No entanto, para um meio dispersivo existe ainda a velocidade de um conjunto de ondas composto por uma série de frequências, designada por velocidade de grupo ($= d\omega/dk$) e que corresponde à velocidade do trem de ondas (Telford et al., 1990). Num meio não dispersivo as velocidades de fase e de grupo são iguais.

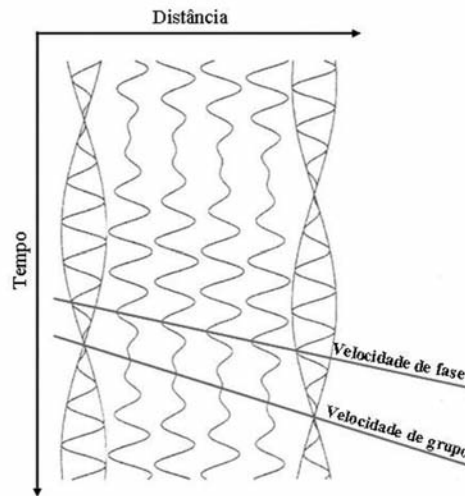


Fig. 5 – Propagação de uma onda mostrando as velocidades de fase e de grupo (adaptado de: O’Neill, 2003).

Para modelar a propagação, além do que foi anteriormente referido é necessário introduzir uma lei de variação das propriedades mecânicas com a profundidade, que não está incluída na formulação da equação de dispersão de Rayleigh (equação 8).

Alguns dos métodos usados com maior frequência pertencem à classe das matrizes de transferência (Gilbert e Backus, 1966), em que se representa a estratificação como uma sequência de camadas homogêneas, cada uma caracterizada pela sua espessura, densidade e parâmetros elásticos (normalmente V_s e V_p ou G_0 e ν). Grande parte das soluções têm como base o algoritmo de Thomson-Haskell que, por conter termos exponenciais, tomam valores muito elevados nas altas frequências, causando problemas de instabilidade. Este algoritmo tem vindo a ser modificado e melhorado (Knopoff, 1964; Dunkin, 1965; Schwab e Knopoff, 1970; Watson, 1970; Hisada, 1994; 1995, entre outros).

2.4 – Simulação numérica da propagação das ondas

A solução da propagação das ondas de Rayleigh pode ser obtida usando diferentes algoritmos, ocorrendo as maiores diferenças numéricas entre as soluções nas altas frequências. Neste trabalho foi usado o código POLISURF implementado em MATLAB por Strobbia (2003). Para a simulação da propagação das ondas de Rayleigh este programa usa como base a matriz de transferência de Thomson-Haskell com as modificações de Dunkin (1965) e os melhoramentos de Watson (1970) que permitem diminuir o tempo de cálculo. Outros autores, como por exemplo Lai e Rix (1998) e Foti (2000), usam outros métodos de cálculo. Foti (2000) usou como base o programa de cálculo construído inicialmente por Hisada (1994, 1995) com base no método dos coeficientes de transmissão e reflexão, posteriormente modificado por Lai (Lai e Rix, 1998) e pelo próprio autor.

Usando o programa POLISURF foi possível analisar as variações na curva de dispersão e nas curvas modais observadas para diferentes perfis de solo. Recorrendo-se a dois exemplos simples, os mesmos que Foti (2000), é possível mostrar que, apesar do uso de diferentes algoritmos, na gama de frequências de interesse, as soluções são semelhantes.

Os dados introduzidos no programa para simular a propagação das ondas de Rayleigh são: a espessura das camadas (o substrato é considerado semi-infinito), as velocidades das ondas volumicas e a densidade dos materiais constituintes das diversas camadas e do substrato. Para simplificar, nos modelos apresentados a seguir considera-se que $V_p = 2V_s$.

Inicialmente considera-se um modelo simples de uma camada sobre substrato homogêneo. Este modelo, designado por normalmente dispersivo, é caracterizado por um aumento da velocidade das ondas S com a profundidade (Quadro 1, Figura 6a).

Quadro 1 – Parâmetros do modelo normalmente dispersivo.

Espessura (m)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	ρ (kg/m ³)
10	300	600	1.8×10^{-3}
∞	400	800	1.8×10^{-3}

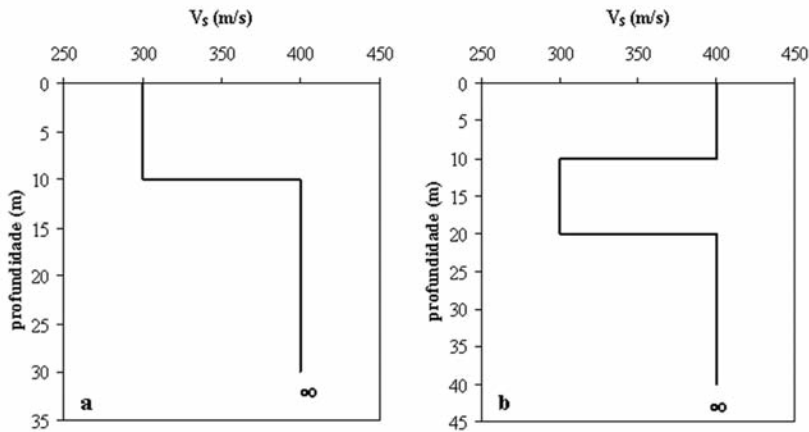


Fig. 6 – Perfis de solo simulados (Foti, 2000): a. Modelo normalmente dispersivo; b. Modelo inversamente dispersivo.

A Figura 7 mostra as curvas modais que representam as velocidades de fase obtidas, para o modelo acima indicado, na gama de frequências de interesse para problemas relacionados com a caracterização de solos. Pela observação dos gráficos, verifica-se que para baixas frequências só existe um modo de propagação - o modo fundamental, que é o primeiro modo normal de propagação e o único que se propaga por toda a gama de frequências. Os restantes modos de propagação existem apenas até uma frequência limite, correspondente à frequência mínima para a qual um determinado modo pode existir, e cuja velocidade de fase tende para a velocidade da onda de corte máxima do meio estratificado.

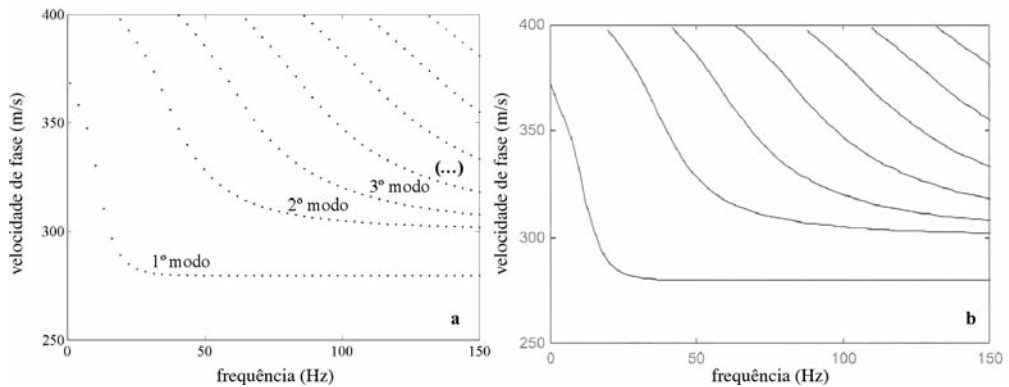


Fig. 7 – Curvas modais de dispersão para o modelo normalmente dispersivo (Quadro 1):
a. Obtidas com o programa POLISURF; **b.** Obtidas por Foti (2000).

É possível ainda verificar que nas altas frequências o modo fundamental tende para representar a velocidade de fase das ondas de Rayleigh da primeira camada, enquanto que os restantes modos tendem para a velocidade da onda de corte da primeira camada (no exemplo 300 m/s).

Como se pode observar, pela comparação das Figuras 7a e 7b, cujos resultados foram obtidos por intermédio de algoritmos de simulação de propagação diferentes, as curvas não apresentam diferenças significativas, com formas e valores muito semelhantes.

A curva de dispersão experimental, isto é, a que é obtida no campo pela realização de um ensaio de ondas superficiais, também pode ser simulada. Obtendo as curvas modais, que descrevem a propagação, pode criar-se o sismograma sintético que corresponde a uma aquisição com determinados parâmetros. Partindo do sismograma sintético e processando os dados, como se eles correspondessem a uma aquisição no campo, pode obter-se a curva de dispersão aparente (sintética).

As simulações aqui apresentadas, a curva de dispersão aparente foi criada como se tivesse sido adquirida por 24 canais, numa linha com 48 m de comprimento total. Na Figura 8 podem observar-se as curvas modais e a curva de dispersão aparente verificando-se que num meio normalmente dispersivo a curva de dispersão aparente tende a seguir o modo fundamental.

O segundo modelo simulado é um modelo inversamente dispersivo, isto é, em que existe uma camada de velocidade inferior entre camadas de velocidade superior. Considerou-se um modelo simples de duas camadas sobre substrato homogêneo, descrito no Quadro 2 e na Figura 6b. A possibilidade de identificar situações deste tipo é uma das grandes potencialidades dos métodos com base em ondas superficiais.

Neste caso, as curvas modais apresentam uma forma diferente da situação simulada anteriormente (Figura 9a). Verifica-se que os diversos modos de propagação tendem, nas altas frequências, para a velocidade da onda de corte da camada intermédia (isto é, para a velocidade mais baixa do modelo considerado). Observa-se ainda um alinhamento nas diversas curvas modais, correspondente à velocidade de fase da onda de Rayleigh da camada superior. O modo fundamental de meios inversamente dispersivos é sempre caracterizado por uma diminuição seguida de um novo aumento da velocidade de fase, conforme se diminui em frequência.

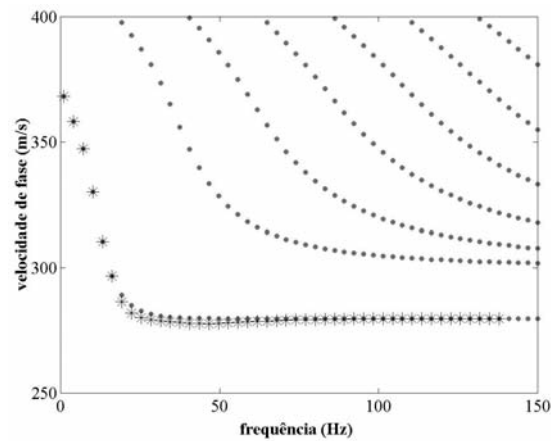


Fig. 8 – Curvas modais (em pontos) e curva de dispersão aparente (em asteriscos), obtidas com o programa POLISURF para o modelo apresentado no Quadro 1.

Quadro 2 – Parâmetros do modelo inversamente dispersivo.

Espessura (m)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	ρ (kg/m ³)
10	400	800	1.8×10^{-3}
10	300	600	1.8×10^{-3}
∞	400	800	1.8×10^{-3}

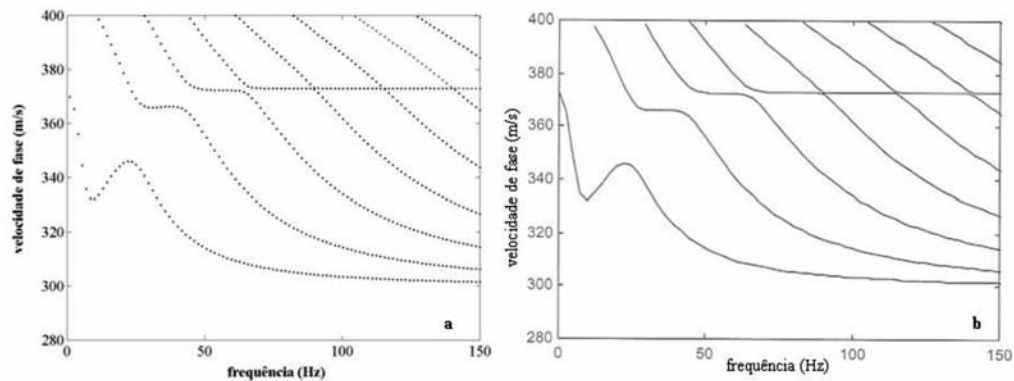


Fig. 9 – Curvas modais de dispersão para o modelo inversamente dispersivo (Quadro 2): **a.** Obtidas com o programa POLISURF; **b.** Obtidas por Foti (2000).

Também para este modelo se verifica que ambos os algoritmos produzem resultados idênticos (Figura 9a e 9b).

Quanto à curva de dispersão aparente sintética (Figura 10) esta apresenta um comportamento muito diferente da situação simulada anteriormente. Neste caso, não segue o modo fundamental, saltando para modos superiores (sobreposição modal). A curva experimental, essencialmente nas altas frequências, pode não conter informação sobre o modo fundamental. Nestas situações a escolha de parâmetros de aquisição adequados é de grande importância.

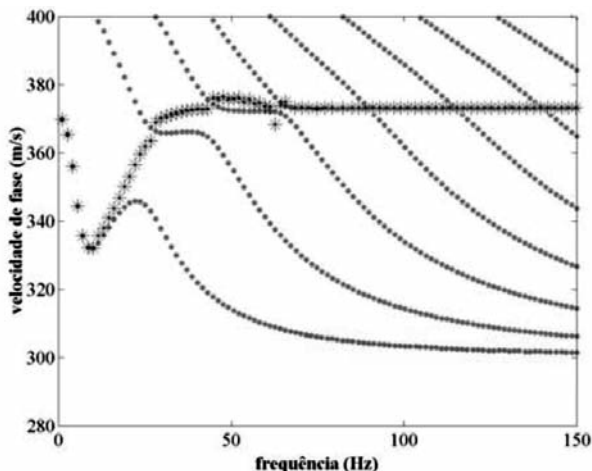


Fig. 10 – Curvas modais (em pontos) e curva de dispersão aparente (em asteriscos) obtidas com o programa POLISURF para o modelo apresentado no Quadro 2.

3 – MÉTODO DAS ONDAS SUPERFICIAIS (SWM)

3.1 – Considerações gerais

Em campanhas de reflexão sísmica umas das principais fontes de ruído é o designado “*ground roll*”, um evento de baixa velocidade que mascara as reflexões tardias. O *ground roll* consiste essencialmente em ondas superficiais, eventos de mais baixa frequência e elevada energia, que não podem ser reduzidos por um procedimento de stacking, pois fazem parte do sinal sísmico do local. Constituem uma fonte de ruído coerente para esse ensaio, que tem que ser filtrado durante a fase de processamento.

A utilização de métodos com base nas ondas superficiais, que tiram partido do *ground roll*, tem permitido superar algumas das limitações associadas aos outros ensaios sísmicos de superfície, possibilitando uma boa resolução a pequena profundidade.

Os métodos que têm como base a aquisição de ondas superficiais encontram-se esquematizados na Figura 11. Fazem-no estimando as características dispersivas de um determinado local, por intermédio da aquisição e processamento de dados sísmicos e posterior inversão da curva de dispersão, para obter as propriedades do subsolo. Dependendo do método usado, existem formas de aquisição, técnicas de processamento e algoritmos de inversão diferentes. Estes métodos têm como objectivo principal determinar a distribuição em profundidade da velocidade da onda de corte (ou de G_0).

Como já foi referido, as ondas estudadas são normalmente as de Rayleigh pois têm uma aquisição mais simples, bastando apenas um impacto vertical para as criar, além e estão sempre presentes num registo sísmico. No entanto, recorrendo a equipamento, fonte e algoritmos de propagação adequados poderão ser usadas as ondas de Love.

É habitual designar estes ensaios recorrendo a siglas, como SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), MASW (Multichannel Acquisition of Surface Waves), CSW (Continuous Surface Wave), SWM (Surface Wave Method), que normalmente poderão ser associadas a determinadas técnicas de geração, aquisição e/ou processamento. A designação não é, no entanto, exclusiva para cada situação, encontrando-se na bibliografia, por exemplo, o uso da sigla SASW para aquisições com múltiplas estações. Rix (2004, *comunicação pessoal*) é de opinião que as siglas devem designar métodos específicos, por exemplo, a sigla SASW apenas deve designar o método desenvolvido na Universidade de Austin no Texas (Nazarian e Stokoe, 1984) para aquisições com apenas duas estações.

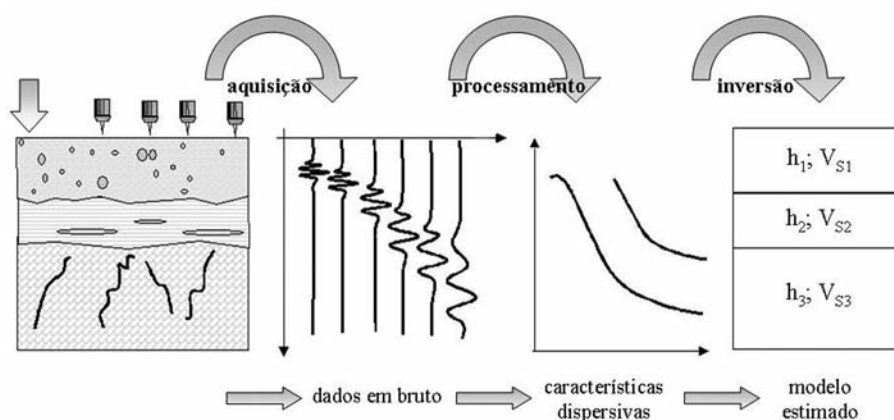


Fig. 11 – Esquema dos três passos principais dos métodos das ondas superficiais com o respectivo resultado (in: Strobbia, 2003).

As abordagens para a aquisição dos dados são diferentes das usadas para outros ensaios sísmicos de superfície e, dependendo dos métodos, pode recorrer-se a sistemas com apenas dois canais, como no ensaio SASW clássico, ou com mais canais, como por exemplo no ensaio MASW, a fontes de impacto ou a fontes vibratórias, como no ensaio CSW. O processamento dos dados, para obter a curva de dispersão pode ser efectuado recorrendo a diversas metodologias como, por exemplo, o espectro de potência da função cruzada de dois sinais, a transformada $f-k$ (frequência-número de onda) ou a transformada $f-p$ (frequência-atraso). Quanto ao processo de inversão pode-se utilizar um método de tentativa e erro recorrendo a modelos de propagação, ou recorrer à inversão automática do modo fundamental usando, entre outras possibilidades, o método de Monte-Carlo (Socco e Strobbia, 2004).

3.2 – Método Implementado - SWM

3.2.1 – Equipamento

O SWM é um ensaio sísmico de superfície (Figura 12) que usa, na maioria dos casos, um sismógrafo multicanal, geofones de baixa frequência e uma fonte impulsiva. De seguida irão referir-

se algumas das particularidades específicas do equipamento necessárias à aquisição de dados de boa qualidade neste ensaio e referir a influência de algumas situações da prática de campo no resultado final.

Devido à elevada interacção entre as diferentes frequências das ondas de Rayleigh e entre os seus diversos modos de propagação, a capacidade de resolução dinâmica do sismógrafo pode afectar a qualidade dos dados. Se este não tiver uma capacidade dinâmica suficientemente alta, poderá não permitir detectar toda a gama de frequências desejada ou ser incapaz de detectar diferentes modos. Os sismógrafos actuais já têm, na sua maioria, resoluções até 24 bits.

A resposta dos geofones é um factor importante a ter em consideração na escolha do equipamento a utilizar. Os geofones são osciladores caracterizados pela sua massa, rigidez e amortecimento. A resposta dos geofones depende essencialmente da sua frequência natural e do amortecimento. Interessa que a resposta seja o mais linear possível, dentro da banda de frequências de interesse, para tal introduz-se no geofone uma resistência que produz um campo magnético que se “opõe” ao movimento interno do geofone e o amortece, evitando que o sinal fique contaminado por pequenas ressonâncias, mas diminuindo a amplitude do sinal. No entanto, este inconveniente pode ser facilmente ultrapassado aumentando o ganho no sismógrafo.

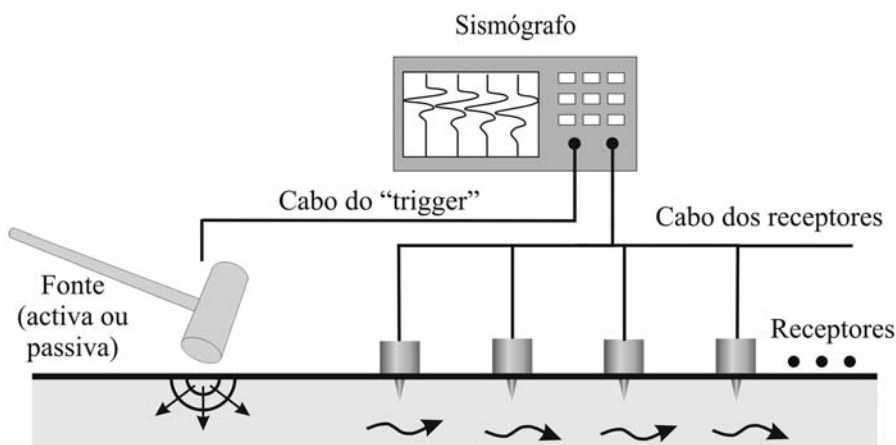


Fig. 12 – Esquema da linha de aquisição e equipamento usual usado em ensaios sísmicos de superfície.

A resposta dos geofones influencia o sinal registado, quer em termos de amplitude quer em termos de fase. A velocidade de fase obtida não é influenciada pela alteração da amplitude real registada pelos geofones, pois a velocidade é calculada com base na fase do sinal. Caso os geofones sejam idênticos, também a fase registada não terá influência na determinação. Caso a resposta dos geofones seja diferente, é introduzido um erro na medição da velocidade. Assim, será necessário verificar qual a diferença de fase entre geofones para proceder à sua correcção.

De uma forma geral, são utilizados geofones de baixa frequência, pois são as baixas frequências que permitem adquirir informação em maior profundidade. Se bem que com os geofones normalmente usados para campanhas de reflexão e refração, normalmente entre 10-40 Hz, se consigam obter resultados fiáveis, abaixo da sua frequência própria, os resultados em profundidade serão tanto melhores quanto menor for a frequência do geofone (Park *et al.*, 2003). Para aquisições com múltiplos receptores são normalmente usados geofones de 4,5 Hz por constituírem uma boa relação custo/eficiência, já que os geofones abaixo desta frequência são bastante mais onerosos.

A fonte sísmica utilizada para a aquisição de dados de ondas superficiais poderá ser qualquer uma das habituais na aquisição sísmica de superfície. No entanto, visto que para obter resultados em profundidade é necessário ter registos com um grande conteúdo em baixas frequências, devem preferencialmente usar-se fontes que consigam produzir baixas frequências com uma boa razão sinal/ruído (Strobbia, 2003).

O espectro da fonte está linearmente relacionado com o conteúdo em frequências do sinal, mas a resposta própria do local pode dominar uma determinada gama de frequências. Com a mesma fonte, em locais com características diferentes, obtém-se sinais com espectros de resposta muito diferentes.

As fontes activas utilizadas com mais frequência para obtenção de dados de ondas superficiais, são fontes impulsivas (martelos e pesos) ou fontes vibratórias. As fontes impulsivas têm a vantagem de criar, com um impacto, uma vasta gama de frequências, permitindo obter bons resultados com aquisições muito rápidas. As fontes vibratórias permitem escolher as frequências que se quer amostrar, obtendo um sinal com um baixo nível de contaminação e, assim, definir melhor a curva de dispersão, mas a aquisição tem de ser feita frequência a frequência, tornando-se muito morosa.

Os martelos são a fonte mais comum pois são fáceis de utilizar, económicos e permitem somar registos aumentando a razão sinal/ruído. A fonte é accionada e o comando que é dado ao sismógrafo para iniciar o registo é facilmente transmitido usando, por exemplo, um *trigger* (mecanismo de disparo para o início do registo) que funciona por contacto eléctrico (entre uma chapa metálica para o impacto e o martelo), ou usando um *trigger* de inércia piezoeléctrico. A massa do martelo influencia o conteúdo em frequências; um martelo leve, do tipo do martelo de geólogo, gera altas frequências. A presença da chapa metálica também faz elevar o conteúdo em frequências. Geralmente é utilizado um martelo com 5 a 10 kg de massa.

Quando é necessário gerar maior energia pode usar-se como fonte a queda de um bloco com massa elevada. No entanto, quando se utiliza este tipo de fonte é necessário ter bastante atenção ao ressalto do bloco pois como para o SWM se usam tempos de registo longos, o ressalto pode contaminar o sinal. Com este tipo de fonte consegue-se, de uma forma geral, aumentar o conteúdo em baixas frequências, mas é pouco prático do ponto de vista da utilização comum. A experiência mostra que nem sempre se obtêm resultados muito melhores do que os obtidos pela soma de vários sinais obtidos com um martelo (Lopes, 2005).

3.2.2 – Aquisição

O primeiro factor a ter em atenção na aquisição de dados para este método (SWM) é que é necessário recorrer a uma janela temporal suficientemente longa (normalmente superior a 1s) que permita registar por completo o trem de ondas superficiais em toda a linha de aquisição.

O segundo factor prende-se com a qualidade dos dados sísmicos; a aquisição de dados de boa qualidade é fundamental para qualquer ensaio geofísico pois é deles que depende a obtenção de um bom resultado final. Como as ondas superficiais são dominantes no registo sísmico, é frequente que se menospreze a importância da aquisição dos dados. No entanto, visto que o processamento dos dados é feito no domínio da frequência, a razão sinal/ruído tem que ser alta em toda a zona de interesse do registo. Este objectivo nem sempre é simples de atingir pois as ondas superficiais dominam apenas uma parte da gama de frequências de interesse e as frequências obtidas dependem das características próprias do local.

A presença de ruído no sinal sísmico adquirido é uma das razões da diminuição da qualidade dos dados obtidos. Devem proceder-se a aquisições que tentem diminuir a presença e/ou influência de eventos externos ao sinal. É possível encontrar dois tipos de ruído no sinal, o coerente e o incoerente, dependendo da sua origem e possibilidade de repetição.

O ruído incoerente é aquele que não é directamente produzido pela fonte do ensaio, isto é que tem uma origem externa. Em cada sinal adquirido existe algum ruído incoerente que é somado ao sinal. As fontes deste tipo de ruído são várias, tais como o vento, trânsito ou outra actividade humana, ou ainda de problemas eléctricos nos receptores, nos cabos ou no equipamento de aquisição. A forma de diminuir a importância do ruído incoerente é proceder à soma de diferentes energizações para uma mesma geometria de aquisição. Pode ainda aumentar-se a energia da fonte utilizada. Qualquer um destes processos irá resultar no aumento da razão sinal/ruído.

Por sua vez o ruído coerente não pode ser diminuído ou retirado pela repetição da aquisição, pois também ele é resultado da própria aquisição, gerado pela fonte ou resultado de características do local. Pode dizer-se que o ruído coerente é parte da informação adquirida sobre um determinado local mas que não se quer ou, ainda não se sabe interpretar (Strobbia, 2003). O sinal coerente, resultante da propagação e sobreposição das ondas sísmicas, mantém a mesma amplitude e fase enquanto que o sinal incoerente pode manter a amplitude mas a fase muda de uma forma aleatória.

A importância do ruído incoerente pode ser avaliada adquirindo um registo sem recorrer à energização da linha sísmica. A análise do conteúdo em frequências deste sinal pode permitir identificar a fonte externa do ruído e pode ajudar a identificar uma frequência dominante que tenha que ser filtrada. Para melhorar o resultado da aquisição, diminuindo a quantidade de ruído incoerente, pode efectuar-se uma série de aquisições que são registadas em separado, sendo depois apenas escolhidas para a soma dos sinais, as que estiverem mais “limpas”. A aquisição separada dos sinais permite ainda avaliar a razão sinal/ruído usando ferramentas estatísticas.

Uma das principais fontes de ruído coerente é, para este ensaio, a presença de ondas volúmicas. Um impacto vertical não cria apenas ondas de Rayleigh, as ondas P estão também presentes no registo, podendo observar-se, além do trem de ondas de Rayleigh, a presença de ondas P directas, reflectidas, refractadas, a onda sonora, ou mesmo a reflexão de ondas superficiais em descontinuidades laterais naturais ou artificiais.

Outra forma de ruído coerente provém do efeito de proximidade da fonte (“near-field”) e do efeito de longa distância da linha de aquisição (“far-offset”). Os efeitos de proximidade da fonte devem-se essencialmente ao facto de até uma determinada distância as ondas não poderem ser tratadas como ondas planas que se propagam horizontalmente, uma das hipóteses de base dos modelos de propagação. Os efeitos de longa distância devem-se essencialmente à grande atenuação sofrida pelas ondas superficiais nas altas frequências, verificando-se que a partir de uma determinada distância o registo de altas frequências é dominado pelas ondas volúmicas (Park et al., 1999). A aquisição deve ser planeada de modo a que este tipo de ruído, parcialmente dependente da geometria de aquisição, seja evitado.

Como o algoritmo de propagação das ondas de Rayleigh tem como base uma teoria unidimensional, isto é, prevê apenas um modelo com heterogeneidade vertical, as variações laterais de fácies e/ou de propriedades dos materiais, frequentes nas unidades geológicas, constituem também uma fonte de ruído coerente. É muito importante que estas sejam identificadas e consideradas. As variações laterais, se muito pronunciadas, podem mesmo chegar a impossibilitar a interpretação dos dados.

A presença de ondas superficiais reflectidas num registo sísmico permite identificar uma variação lateral como, por exemplo, uma camada inclinada, uma cavidade, uma falha, a fundação de

um edifício, etc. No entanto, se esta informação for incluída no processamento e inversão dos dados, pode originar interpretações erradas. Assim, durante a aquisição de dados deve ter-se em consideração a possibilidade de existirem variações deste tipo. Se os resultados entre o tiro directo e o tiro inverso de uma aquisição com uma mesma configuração forem muito diferentes, os dados devem ser processados e interpretados com mais ponderação.

O reconhecimento geológico do local a ensaiar deve ser feito de forma cuidada, sendo a aquisição planeada em função das características geológicas do local, do objectivo do ensaio e tendo em consideração todos os factores que interferem na aquisição de dados de qualidade.

3.2.3 – Processamento

Nos métodos de ondas superficiais (SWM), o processamento consiste em obter as características dispersivas de um determinado local, com base nos dados adquiridos. Os sismogramas resultantes da aquisição registam o movimento das partículas em diferentes posições (geofones) ao longo de uma linha de aquisição. É necessário usar uma formulação que permita transformar esses registos na curva de dispersão experimental, isto é, na relação entre velocidade de fase e a frequência, ou o comprimento de onda, que posteriormente será usada, por inversão, na obtenção do perfil de velocidade da onda de corte em função da profundidade.

As diversas técnicas de processamento para a obtenção da curva de dispersão experimental, partindo de aquisições com múltiplos canais, encontram-se descritas em Strobbia (2003): a) a transformada $f - p$; b) a transformada $f - k$; c) correlação cruzada; d) FDBF (Frequency Domain BeamForming) no domínio da frequência; e) método da função de transferência; f) MOPA – análise de fase; g) e a análise no domínio do tempo e da frequência. Algumas destas técnicas foram adaptadas de técnicas usadas no processamento de outros dados sísmicos e são, na sua maioria equivalentes, sendo os parâmetros que mais influenciam o resultado dependentes da aquisição. Segundo Socco e Strobbia (2004) não existe nenhuma técnica perfeita, mas a utilizada deve ser especificamente construída para processar dados de ondas superficiais.

O método implementado recorre ao processamento pelos códigos POLISURF (Strobbia, 2003) com base na transformada $f - k$ e MOPA (Strobbia e Foti, 2006) e cujas bases teóricas se sintetizam em seguida.

a) Transformada $f - p$

Esta metodologia de processamento baseia-se na aplicação da transformada de Fourier que é a ferramenta mais comumente utilizada para o tratamento de sinais. Esta, consiste na separação dos diversos componentes harmónicos de um sinal transiente, passando-o do domínio do tempo para o domínio da frequência. Cada componente sinusoidal da série é caracterizado pela sua amplitude e pela sua fase.

Após a aplicação de uma transformada 2D DFT (Discrete Fourier Transform) ao registo sísmico, onde se passa de uma função no domínio do tempo-distância ($t - x$) para uma função no domínio da frequência-número de onda ($f - k$), obtém-se o espectro $f - k$ do campo de ondas que consiste numa imagem da densidade de energia. A imagem resultante permite separar e filtrar eventos que têm diferentes frequências e diferentes velocidades aparentes. Para processar os dados com este algoritmo é necessário impor que a aquisição seja efectuada com espaçamentos uniformes entre receptores (Strobbia, 2003).

Existem algumas limitações no tratamento dos dados: o $k_{\max}$ e a frequência dependem do teorema de amostragem de Nyquist e pode ocorrer aliasing, quer espacial quer temporal (Hatton et al., 1996; Buttkus, 2000).

A transformada $f-k$ coloca os dados num domínio onde é fácil calcular a velocidade de cada ponto e a sua energia. Além disso, se o campo de ondas for apenas caracterizado por ondas de Rayleigh, esta transformada fornece uma imagem da propagação multi-modal (Tselentis e Delis, 1998).

O campo de ondas associado ao fenómeno multi-modal da propagação das ondas superficiais corresponde a (Tselentis e Delis, 1998):

$$s(x,t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \sum_m S_m(\omega, x) e^{i(\omega t - k_m(\omega)x)} d\omega \quad (9)$$

em que:

$$S_m(\omega, x) = I(\omega) P_m(\omega) R_m(\omega) \frac{e^{-\alpha_m(\omega)x}}{\sqrt{x}} \quad (10)$$

em que m é o número do modo correspondente; $I(\omega)$ é a resposta do instrumento à solicitação, $P_m(\omega)$ é o espectro da fonte, $R_m(\omega)$ é a resposta do local, $\alpha_m(\omega)$ é o coeficiente de atenuação devida ao material e a atenuação geométrica é representada por $\frac{1}{\sqrt{x}}$

Considerando N geofones, espaçados de Δx e colocados na mesma direcção da fonte, assume-se que a diferença de fase entre cada dois geofones é dada por $k_m(\omega)\Delta x$ e que o número de onda está relacionado com a velocidade de fase $V_m(\omega)$ e o atraso $p_m(\omega)$ pela da equação seguinte:

$$k_m(\omega) = \frac{\omega}{V_m(\omega)} = \omega \cdot p_m(\omega) \quad (11)$$

A dependência de S_m da distância à fonte x está apenas relacionada com a atenuação sofrida pela onda. Se retirar a influência da atenuação, S_m passa a ser função única da frequência. Aplicando a transformada de Fourier e tendo em conta a relação apresentada na equação (10), o espectro $f-k$ é dado por (Tselentis e Delis, 1998):

$$F(f, k) = \sum_m S_m(f) \cdot \left[\sum_{n=1}^N e^{-\alpha_m(f) \cdot x_n} \cdot e^{i(k - k_m(f)) \cdot x_n} \right] \quad (12)$$

Quer se negligencie a contribuição da atenuação devida ao material ou não, diferenciando a quantidade entre parêntesis rectos para um resultado igual a zero, verifica-se que o máximo energético do espectro é obtido para $k = k_m(f)$, ou seja a precisão dos resultados não depende da atenuação (Tselentis e Delis, 1998).

Calculado o espectro $f-k$, a construção da curva de dispersão experimental é conseguida pela determinação dos máximos para cada frequência. O espectro é percorrido frequência a frequência, identificando o número de onda correspondente a cada máximo energético. A velocidade de fase é calculada recorrendo à equação simples:

$$V = f\lambda = \frac{\omega}{k} \quad (13)$$

A determinação da posição dos máximos é extremamente importante, a sobreposição modal pode dificultar a identificação correcta dos vários máximos (Figura 13). Esta tem que ser considerada quando se está na presença de diversos modos de propagação. Cada evento introduz uma contribuição energética no espectro que pode levar a que alguns dos modos não sejam correctamente posicionados e/ou não sejam mesmo identificados.

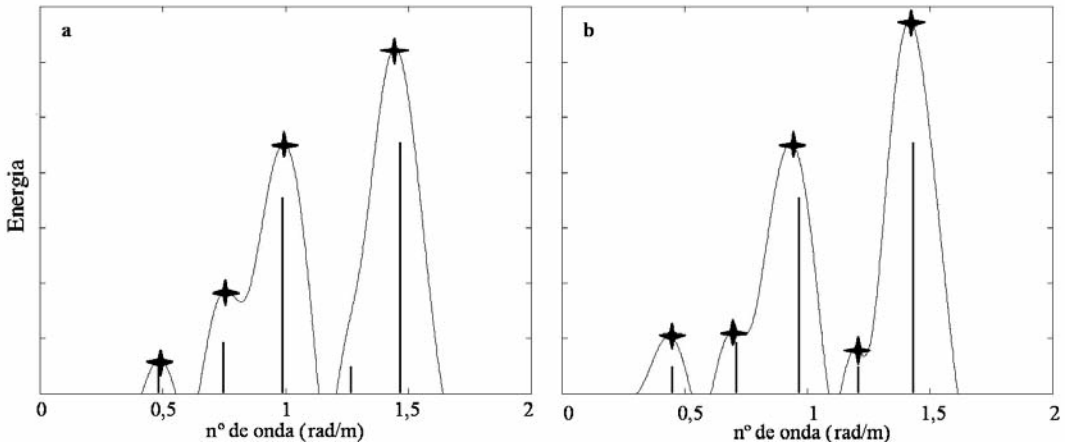


Fig. 13 – Representação de duas situações resultantes de uma aquisição (48 m – 24 geofones) em que cinco modos (representados pelas linhas verticais) têm diferente resolução espectral; nem todos os modos são identificados e, mesmo quando são, a sobreposição modal faz com que os máximos encontrados (estrelas) não estejam na posição exacta: **a.** identificam-se 4 máximos; **b.** identificam-se 5 máximos.

Se observarmos a Figura 13, os modos não são identificados com lóbulos perfeitamente individualizados, devido à sobreposição modal, e a forma do espectro é alterada. Na situação apresentada na Fig. 13a um dos modos não é sequer identificável. Em qualquer das situações apresentadas, os máximos no espectro apresentam um ligeiro desvio da posição exacta do modo de propagação.

O efeito de sobreposição modal é originado pela soma da energia de vários modos, resultando num máximo que apresenta uma posição diferente da do modo de propagação. Este efeito é particularmente importante quando a separação entre os modos de propagação for pequena ou quando existem grandes ondulações provocadas pela introdução da janela espacial nos dados.

A procura dos máximos pode ser feita identificando apenas os máximos absolutos, isto é o evento principal da propagação, ao qual corresponde normalmente a curva de dispersão experimental. A possibilidade de identificar também os máximos relativos, especialmente quando existem diversos modos de propagação, pode ser bastante eficiente na determinação das curvas modais experimentais (Figura 14).

Na situação apresentada na Figura 14, a propagação é, como se pode observar, francamente multimodal e a pesquisa de máximos absolutos não representa o modo fundamental, verificando-se que existem saltos para modos de propagação mais altos. A pesquisa de máximos relativos é, nestes casos, muito útil para a construção das curvas modais.

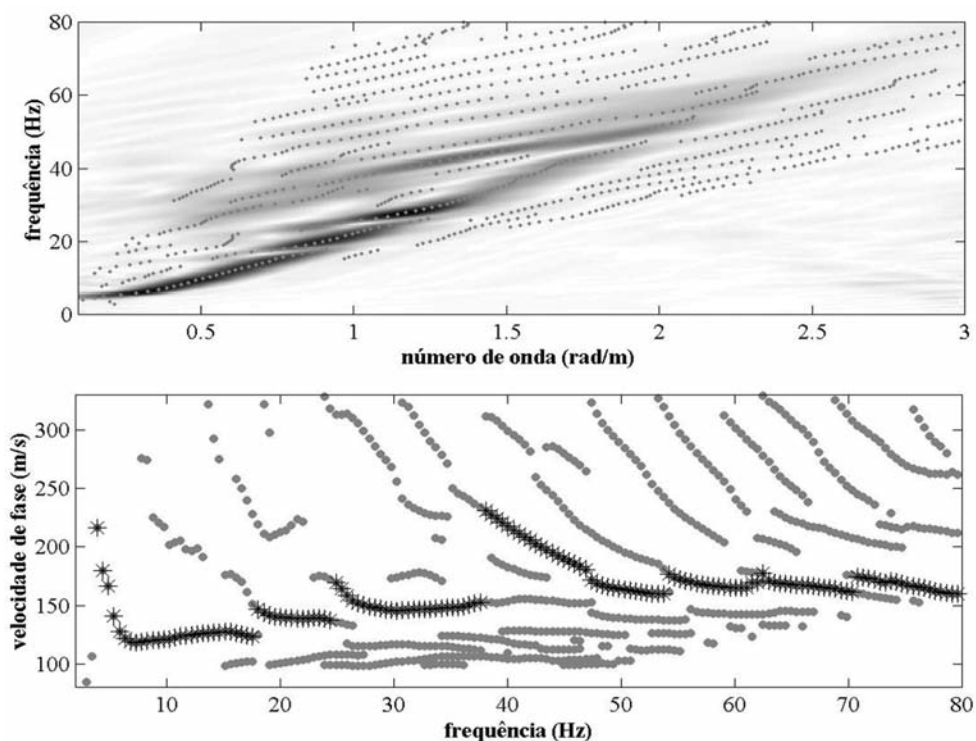


Fig. 14 – Exemplo da construção da curva de dispersão experimental resultante do processamento no domínio $f-k$. Em cima mostra-se o espectro $f-k$ representando com pontos cinzentos os máximos absolutos e relativos identificados. Em baixo apresenta-se a curva de dispersão experimental (com asteriscos pretos) e as curvas modais (com pontos cinzentos) resultantes da pesquisa de máximos absolutos e relativos, respectivamente, efectuada no domínio $f-k$.

b) MOPA – Análise de fase

Como tem vindo a ser referido, a teoria usada na interpretação dos dados de ondas superficiais baseia-se na propagação de ondas planas e é unidimensional, isto é, prevê apenas heterogeneidade vertical. A realidade é, em muitos casos, bastante diferente e situações como a presença de variações laterais de fácies, tão frequentes no contexto geológico/geotécnico, pode afectar a possibilidade de análise e interpretação de dados de ondas superficiais.

A incerteza nos resultados obtidos é dependente, quer de erros devidos ao modelo teórico utilizado, que não se adequa aos dados, quer de erros dos próprios dados, como a presença de ruído incoerente, erros associados à geometria de aquisição ou devidos aos instrumentos utilizados.

A aquisição com tiro directo e o inverso, é um dos processos utilizados para verificar a presença de variações laterais, mas é possível ainda recorrer a um método de processamento, desenvolvido recentemente por Strobbia e Foti (2006), que permite avaliar estas e outras questões relacionadas com a incerteza e a adequação do modelo usado – MOPA (Multi-Offset Phase Analysis).

Esta metodologia baseia-se na inversão da diferença de fase entre os diversos componentes espectrais do sinal em cada receptor, ponderando a informação obtida em cada geofone e estimando a incerteza da determinação da velocidade para cada frequência.

Strobbia e Foti (2006) determinaram que para cada modo de propagação é possível decompor o deslocamento complexo na sua amplitude e fase modais (Figura 15), respectivamente:

$$A(\omega, x) = P(\omega) R(\omega) \frac{e^{-\alpha(\omega) x}}{\sqrt{x}} \quad (14)$$

$$\varphi(\omega, x) = -k(\omega) \cdot x + \varphi_0(\omega) \quad (15)$$

em que $P(\omega)$ é o espectro da fonte, independente do modo de vibração, $R_m(\omega)$ a resposta do local, $\alpha_m(\omega)$ o coeficiente de atenuação devida ao material, a atenuação geométrica é dada por $\frac{1}{\sqrt{x}}$ e $\varphi_0(\omega)$ é o espectro de fase da fonte.

As equações anteriores podem ser usadas para estimar os parâmetros da propagação a partir de dados experimentais, após transformar os sismogramas (tempo-distância) para o domínio da frequência, pela aplicação da transformada de Fourier. Partindo do princípio que apenas um dos modos é dominante, com os dados da fase-distância (Figura 15) é possível estimar o número de onda efectuando uma regressão linear.

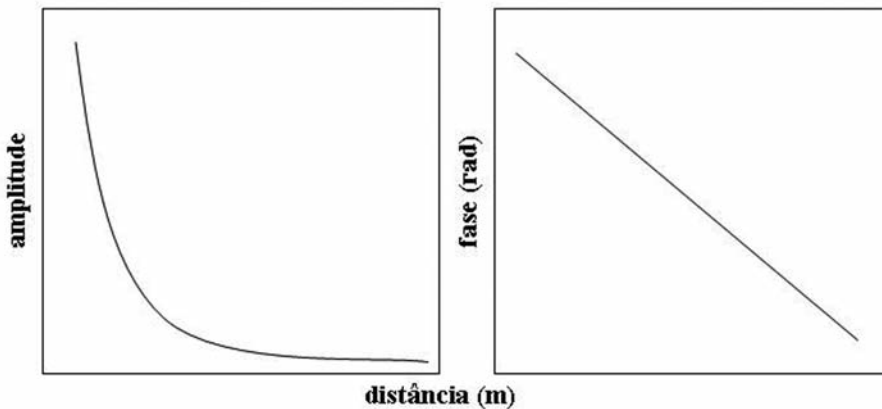


Fig. 15 – Comportamento teórico da amplitude e da fase, para uma dada frequência, em função da distância (adaptado de: Strobbia, 2003).

O processo de regressão pode ser melhorado incorporando a incerteza dos dados, avaliada por uma distribuição estatística de várias repetições do ensaio para uma mesma geometria de aquisição; para cada frequência calcula-se a média e o desvio padrão da fase ($\bar{\varphi}(x, f)$, $\sigma_{\varphi}(x, f)$) e da amplitude ($\bar{A}(x, f)$, $\sigma_A(x, f)$). O tratamento estatístico da amplitude é relativamente simples enquanto que a fase devido ao comportamento periódico introduz algumas dificuldades. Assim, como para o método SASW, é necessário efectuar um desdobramento da fase (*unwrapping*) antes de tratar os dados estatisticamente, processo que exige algum cuidado (Strobbia e Foti, 2006).

Como tem vindo a ser referido e discutido, o modelo teórico da propagação das ondas de Rayleigh, usado como base da interpretação dos dados de ondas superficiais, é um pouco restritivo. Dado o seu carácter unidimensional é necessário que o próprio local a ser investigado apresente algumas características específicas; os erros do modelo podem ser devidos a um ou mais aspectos que não são considerados no modelo teórico: efeitos de proximidade da fonte, variações laterais de fácies,

influência de modos de propagação superiores. É muito importante que se consiga verificar a validade da aplicação do modelo a um determinado local.

Pode implementar-se no MOPA um teste estatístico (por exemplo o χ^2). A velocidade é obtida minimizando a soma dos quadrados da diferença entre as fases experimentais φ_i^{exp} e a previstas φ_i^{prev} , pesadas com a variância experimental σ_{φ_i} (Strobbia e Foti, 2006):

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\varphi_i^{\text{exp}} - \varphi_i^{\text{prev}}}{\sigma_{\varphi_i}} \right)^2 = \min \quad (16)$$

Existe uma relação muito forte entre a incerteza nos dados e a possibilidade de detecção de erros devidos ao modelo. É sempre necessário obter dados de boa qualidade e há que impor um limite razoável para o teste estatístico, por exemplo uma probabilidade de 95%.

Se os dados não forem validados pelo teste estatístico, pode adoptar-se uma de duas abordagens. Se as discrepâncias entre o modelo resultante e o local estudado forem facilmente identificáveis, pode-se extrair e eliminar uma parte dos dados (processos de filtragem) e voltar a tratá-los, para verificar se a incerteza é reduzida. Em alternativa podem-se alterar os critérios de exigência do teste estatístico, forçando a que os dados sejam validados pelo teste, o que resulta em valores de incerteza que incluem os erros devidos aos dados e ao modelo. Como é importante diminuir a incerteza nos resultados deve preferir-se a primeira abordagem (Strobbia e Foti, 2006).

Usando o método MOPA é possível reconhecer os erros devidos à não adequação do modelo teórico aos dados, especificamente os efeitos de proximidade da fonte e variações laterais de fácies, que são normalmente evidenciados por declives diferentes nas rectas de regressão (fase-distância). Distinguir qual dos erros do modelo está em causa pode não ser imediato, normalmente os efeitos de proximidade da fonte apenas influenciam o declive da recta junto aos primeiros receptores da linha de aquisição (Socco e Strobbia, 2004). No entanto, caso a aquisição tenha incluído o tiro directo e inverso e/ou existam registos com diferentes distâncias entre a fonte e o primeiro receptor, poderá confirmar-se qual das situações está presente. Quando se trata de efeitos de proximidade da fonte pode retirar-se dos registos os dados dos receptores/frequências influenciadas e processar os restantes. Caso se conclua que se trata de variações laterais, poderá optar-se por seccionar os registos e analisar diferentes partes da linha de aquisição separadamente.

Quanto à presença de modos superiores, quando são bem identificáveis nos sismogramas, este método não pode ser aplicado directamente. Nesta situação, Strobbia e Foti (2006) aconselham filtrar os dados no domínio $f-k$, onde os modos podem ser facilmente separados, e proceder à aplicação do MOPA aos resultantes sismogramas filtrados, relativos a cada contribuição modal. Se os modos estiverem sobrepostos, este método permite obter uma velocidade de fase aparente. O teste estatístico permite identificar as frequências influenciadas pelos modos superiores (Foti, 2004).

O MOPA apesar de poder ser usado para obter a curva de dispersão, é acima de tudo um método de validação da qualidade dos dados e/ou adequação do modelo teórico, permitindo avaliar o grau de incerteza associada aos resultados.

3.2.4 – Inversão

A inversão é o último passo do método das ondas superficiais (SWM) e consiste em estimar as propriedades de um modelo estratificado partindo da curva de dispersão experimental (Figura 11).

Pretende-se obter os parâmetros do subsolo a partir da tentativa de fazer corresponder um modelo aos dados experimentais (Lines e Treitel, 1984), isto é, aos dados relativos à propagação de ondas superficiais, ou seja, às velocidades obtidas no campo. As incertezas relativas aos dados devem ser propagadas para os resultados.

Preferencialmente o resultado deve ser único, com um adequado grau de confiança e uma resolução que deve atingir a profundidade de interesse e a incerteza deve ser quantificada (Socco e Strobbia, 2004). No entanto, os problemas inversos são conhecidos por ser instáveis e, devido à incerteza dos dados e à não linearidade do problema, a solução não é única (Wathelet et al., 2004).

Os parâmetros do modelo m não conhecidos são as características geométricas e mecânicas das camadas que constituem o subsolo. Para cada camada é necessário determinar a velocidade da onda de corte V_s , a densidade ρ , o coeficiente de Poisson ν (ou V_p) e a espessura h . O número de variáveis, se forem consideradas L camadas, será $M = 4L - 1$, pois a última camada corresponde ao substrato e, como já se referiu quando da propagação das ondas de Rayleigh, no modelo este é considerado semi-infinito (portanto, de espessura conhecida).

Os dados conhecidos são as diversas velocidades da onda de Rayleigh para valores discretos de frequência, definidos pela curva de dispersão.

Como já foi referido, existem diversos algoritmos que permitem simular o problema directo, ou seja, determinar as propriedades da propagação com base numa estimativa do modelo do subsolo. Como nem todos os parâmetros do modelo têm grande influência na propagação das ondas de Rayleigh, quando se procede à inversão da curva de dispersão é frequente assumir-se *a priori* os valores de ρ e ν . Se possível, com base em outros dados, é importante identificar a posição do nível freático, caso contrário corre-se o risco de sobrestimar o valor de V_s durante a inversão (Strobbia, 2003).

Existe uma forma expedita e aproximada de construir a curva de dispersão que consiste em considerar $V_s = 110\% V_R$ e a profundidade correspondente a $\lambda/3$ ou $\lambda/2$. Nazarian e Stokoe (1984) usam esta primeira interpretação para obter um modelo inicial, com o qual se inicia o processo de tentativa e erro, usando o problema directo. O método de tentativa e erro baseia-se em estimar um modelo inicial, resolver o problema directo e, posteriormente, sobrepor a curva de dispersão experimental à curva teórica; o modelo de solo é melhorado até se encontrar um ajustamento adequado.

Existem vários algoritmos de inversão iterativa automática usando o critério dos mínimos quadrados (Lai e Rix, 1998; Tselentis e Delis, 1998, entre outros), que normalmente apenas apresentam a possibilidade de efectuar a inversão usando como base comparativa o modo fundamental. Gabriels et al. (1987) e Xia et al. (2003) apresentam a inversão multimodal de dados, Lai e Rix (1999) apresentam um algoritmo de inversão multimodal e testam-no com dados sintéticos enquanto, por exemplo, O'Neill (2003) propõe a inversão usando o campo de ondas completo.

Têm também sido desenvolvidas metodologias que permitem as inversões conjuntas combinando o SWM com outras técnicas geofísicas (Comina et al., 2004) ou com dados de atenuação (Lai e Rix, 1998). Estas metodologias ajudam a reduzir o erro durante a inversão pois os outros ensaios introduzem informação adicional na determinação do modelo.

Wathelet et al. (2004) desenvolveram um novo código de inversão, com base num algoritmo de vizinhança, que possibilita inverter dados resultantes quer de fontes activas quer passivas e permite introduzir informação *a priori*, como por exemplo, a profundidade do substrato obtida por intermédio de sondagens.

Segundo Herrmann e Al-Eqabi (1991) a inversão de dados de ondas superficiais é relativamente simples assim que se consegue uma correcta definição da curva de dispersão, passando por linearizar o problema e seguir um método iterativo.

As questões que influenciam fortemente o resultado final são essencialmente a quantidade e qualidade da informação e os problemas resultantes da interpretação incorrecta dos dados e da parametrização. Estes aspectos são apenas ligeiramente influenciados pelo algoritmo de inversão utilizado mas, independentemente do algoritmo escolhido, é necessário compreender a influência destas questões na solução, para evitar erros e melhor compreender e interpretar o resultado.

No processo de inversão as incógnitas são os parâmetros do modelo que são obtidos com base nos dados relativos à propagação das ondas superficiais. Para validar o modelo usa-se normalmente a velocidade de fase e no caso de meio verticalmente heterogéneo, poderá usar-se também a velocidade de grupo.

A inversão de dados de ondas superficiais é um problema de determinação mista; as altas frequências (λ curtos) caracterizam apenas a zona mais superficial do solo enquanto que as baixas frequências (λ longos) caracterizam também a zona mais profunda (Figura 16). Como cada comprimento de onda recolhe informação sobre todas as camadas atravessadas, as camadas superficiais influenciam todas as frequências e, quando se procede à inversão, a informação em superfície é superior à que se obtém em profundidade. Consequentemente, enquanto que à superfície o problema é sobre-determinado, em profundidade é indeterminado.

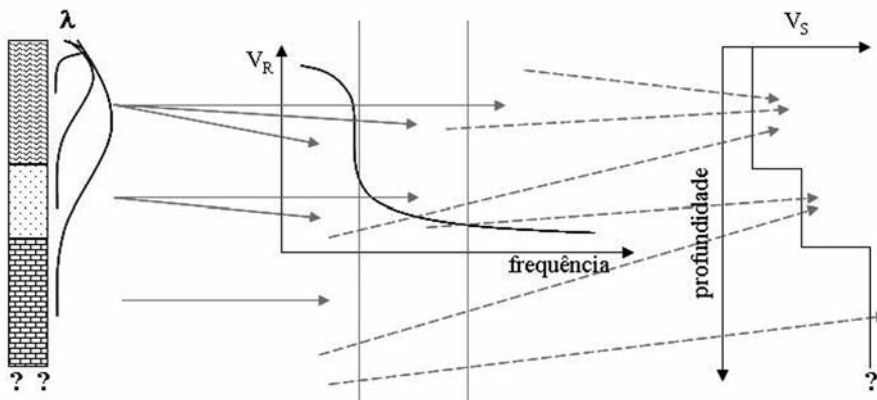


Fig. 16 – Esquema que relaciona o espaço real com o espaço dos dados e este com o do modelo; toda a curva de dispersão contém informação sobre as camadas mais superficiais enquanto que apenas parte da curva contém informação sobre as camadas mais profundas (adaptado de: Strobbia, 2003).

A influência das diferentes camadas na curva de dispersão está bem visível no exemplo da Figura 17. Usando-se um modelo de base, normalmente dispersivo, com 3 camadas sobre substrato (Quadro 3), fez-se variar o valor da velocidade da camada superficial (Figura 17a) e da 3ª camada (Figura 17b) em 50 m/s. Verifica-se que, enquanto a mudança da velocidade da primeira camada (pouco espessa) provoca importantes alterações nas curvas modais, na situação em que se faz variar a 3ª camada, com maior espessura mas mais profunda, as diferenças são bastante menos significativas. Convém lembrar que durante o processamento a incerteza associada à curva de dispersão se concentra essencialmente na região das mais baixas frequências e, por consequência, pequenas variações de velocidade em camadas mais profundas não são facilmente detectadas.

Quadro 3 – Geometria e V_s dos modelos usados na simulação da influência da variação da velocidade de diferentes camadas nas curvas modais.

Espessura (m)	V_s (m/s) (modelo base)	V_s (m/s) (Fig. 17a)	V_s (m/s) (Fig. 17b)
2	200	250	200
5	300	300	300
10	400	400	450
∞	500	500	500

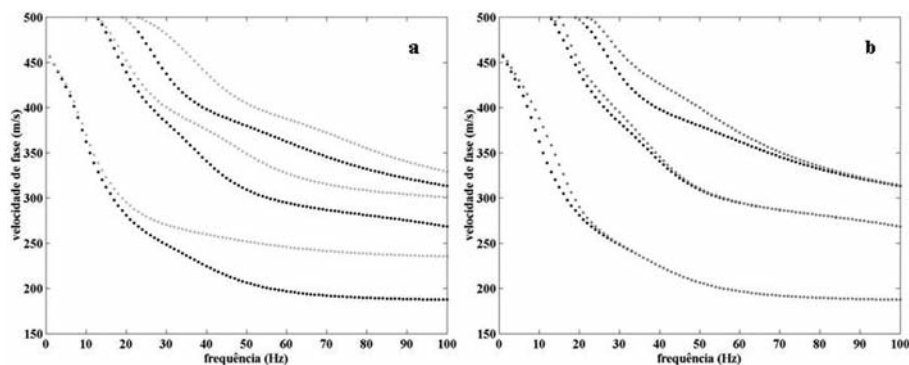


Fig. 17 – Influência das propriedades da camadas nas 3 primeiras curvas modais, a preto o modelo de base (Quadro 3) e a cinzento o modelo com alteração da velocidade da: a. camada superficial; b. 3ª camada.

As curvas modais são soluções possíveis para a propagação de um determinado modelo de subsolo, mas é necessário considerar que estas nem sempre são identificáveis. A sobreposição modal é extremamente importante e depende do comprimento da linha de aquisição.

Algumas questões relacionadas com a sobreposição modal têm vindo a ser referidas e discutidas pelo que é essencial demonstrar a importância da curva de dispersão aparente no resultado final. Na Fig. 18a esquematiza-se recorrendo a uma simulação, com base em dados sintéticos, uma curva de dispersão experimental bastante regular de um terreno normalmente dispersivo e a inversão dessa curva, que resulta no ajuste representado na Figura 18b. No entanto, nas curvas modais correspondentes ao modelo que foi usado para obter a curva de dispersão experimental e representadas na Figura 18c, observa-se a existência de um salto para um modo de propagação mais elevado. Os dois modelos são substancialmente diferentes (Figura 18d), demonstrando-se que, ao tentar ajustar uma curva aparente como se fosse o modo fundamental, pode não se estar na posse de toda a informação necessária e conduzir a resultados incorrectos. No exemplo apresentado sobrestima as velocidades reais.

O reconhecimento de uma situação como a apresentada na Figura 18 pode não ser possível, porque a informação experimental pode não ser suficiente para a reconhecer. No entanto, após a obtenção de um modelo que ajuste à curva de dispersão, poderá simular-se esse modelo, usando um algoritmo de inversão multimodal por tentativa e erro e verificar como se comportam os diferentes modos de propagação (Socco e Strobbia, 2004). Esta abordagem poderá servir para prevenir este tipo de incorrecções na interpretação.

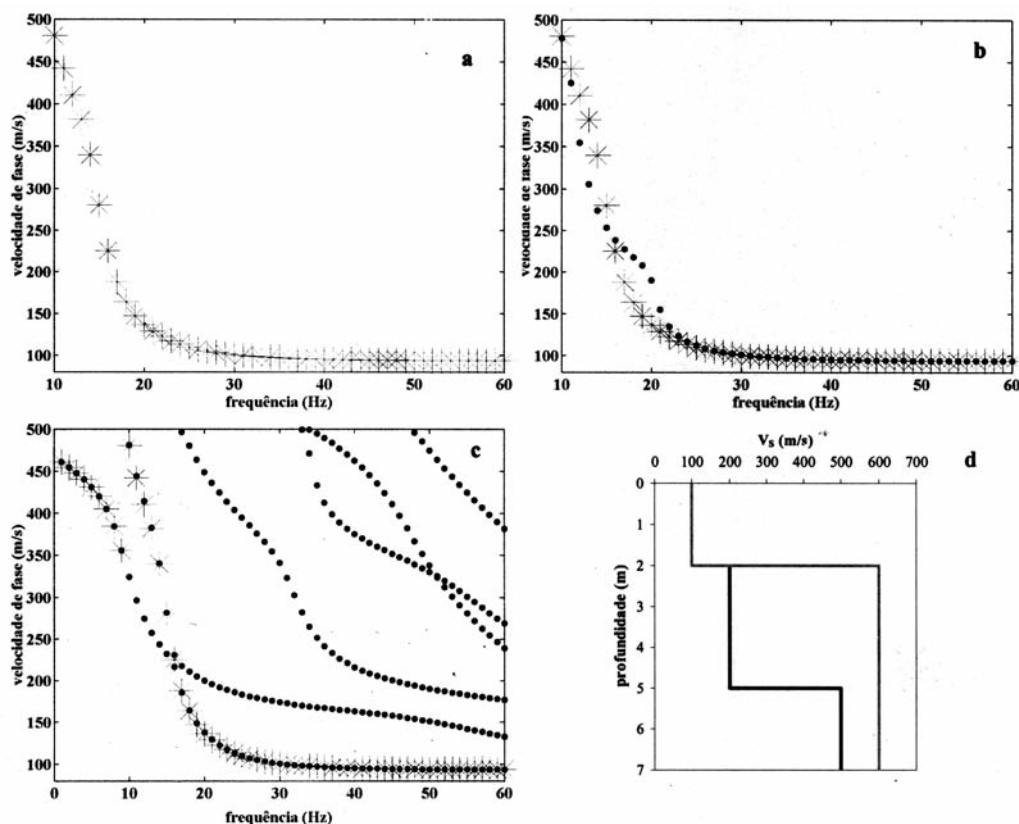


Fig. 18 – Esquematização da solução obtida por interpretação errada de uma curva de dispersão aparente, em asteriscos a curva experimental (sintética) e em pontos as curvas modais: **a.** simulação de uma possível curva de dispersão experimental (sintética); **b.** ajuste da curva de dispersão experimental (a.) a um modelo de subsolo, obtido por tentativa e erro; **c.** modelo sintético usado para obter inicialmente a curva (a.), mostrando que na realidade há um salto da energia do modo fundamental para o segundo modo de propagação; **d.** modelos do subsolo, a preto o modelo correcto (c.) e em cinzento o modelo errado (b.).

É necessário ter em conta que, quando se efectua a inversão de dados de ondas superficiais, o resultado do tratamento dos dados de campo não passa de uma curva de dispersão aparente. Esta curva pode contemplar saltos de modos, sendo muito difícil identificar de que modo de propagação se trata, ou ser o resultado de sobreposição modal. Independentemente da utilização, ou não, de algoritmos de inversão automática baseados apenas no modo fundamental, é necessário que o operador tenha experiência na análise e interpretação dos resultados. Além disso, como afirmam Socco e Strobbia (2004), em muitos casos a inversão por tentativa e erro é a única forma de obter o resultado final ou, como primeira estimativa para um processo de convergência estável por inversão automática.

A presença de variações laterais de fácies e/ou de propriedades, em que a curva de dispersão pode ser interpretada como uma curva multimodal quando corresponde a duas realidades distintas lado a lado é também uma situação que pode resultar em interpretações diferentes da realidade.

O SWM revela um grande potencial em perfis onde ocorrem inversões de velocidade. Ao contrário de outros métodos sísmicos a curva de dispersão regista essa informação e a inversão de velocidade pode ser identificada durante a fase de inversão da curva de dispersão. É frequente que

perfis com inversões de velocidade resultem em curvas de dispersão multimodais e, caso a linha de aquisição não seja suficientemente longa, numa forte sobreposição modal. É necessário que estes casos sejam identificados e invertidos usando ferramentas adequadas, sendo preferível recorrer à inversão multimodal, normalmente usando métodos iterativos por tentativa e erro. No entanto, as inversões de velocidade podem apenas resultar em ondulações mais suaves no modo fundamental da curva de dispersão experimental devido, por exemplo, à presença de uma camada pouco espessa mais rija no meio de camadas mais brandas. Se estas ondulações não forem ajustadas durante a inversão essa camada poderá não ser identificada.

Outra questão importante para a inversão de dados de ondas superficiais está associada à amostragem da curva de dispersão, com influência sobre o tempo necessário ao cálculo e sobre a incerteza no modelo final. Como já se referiu, a informação é diferente nas diversas gamas de frequências, dado que a amostragem em intervalos regulares de frequência não representa equitativamente todos os comprimentos de onda. O ideal seria ter mais amostras na gama das baixas frequências, que contém mais informação em profundidade.

A parametrização do modelo depende do algoritmo de modelação directa disponível e da necessidade de reduzir o número de variáveis. Os parâmetros do modelo, que levam a maiores alterações no comportamento da curva, são a velocidade da onda de corte e a espessura das camadas. Assim, a abordagem mais frequente durante a inversão é assumir *a priori* os valores da densidade e o coeficiente de Poisson (ou V_p) e mantê-los inalterados durante toda a inversão. Além disso, quando existe *a priori* outro tipo de informação que permita definir o número de camadas, a sua espessura e a localização do nível freático, esta deve ser introduzida como dado fixo, para diminuir o número de variáveis do modelo e facilitar a inversão.

No entanto, nem sempre existe outro tipo de informação prévia e, nesse caso, é necessário outra abordagem. O primeiro facto a considerar é que a profundidade de investigação mínima e máxima dependem respectivamente do comprimento de onda mínimo e máximo que se consegue registar com uma determinada geometria de aquisição. O comprimento de onda mínimo permite controlar a resolução obtida em profundidade mas o comprimento de onda máximo limita a profundidade de investigação. A profundidade máxima atingida depende muito das características do subsolo do local estudado mas, de uma forma geral, pode admitir-se que se consegue atingir uma profundidade que corresponde a metade do comprimento de onda máximo registado. Herrmann e Al-Eqabi (1991) referem que se consegue investigar até uma profundidade entre $\lambda/3$ e λ . Segundo Strobbia (2003), deve ser feita uma abordagem rigorosa, considerando as incertezas, mas também se devem considerar diversas tentativas de inversão com diferentes números de camadas e profundidades atingidas.

Uma outra questão relaciona-se com o número de camadas. Apesar de alguns algoritmos de inversão considerarem também a espessura das camadas, como por exemplo o código SURF (Herrmann, 1994), o número de camadas é introduzido na iteração inicial e não é alterado durante a inversão. Deve recorrer-se a diversas inversões usando diferente número e espessuras de camadas e comparar os resultados. É necessário avaliar a probabilidade das diversas hipóteses serem ajustáveis ao local que está a ser investigado pois algumas das soluções podem não ser compatíveis com o enquadramento geológico. A abordagem a utilizar na inversão também deve ser função do conhecimento das características geológicas locais.

4 – RECOMENDAÇÕES

Depois de definida a necessidade de execução do ensaio, conhecendo o objectivo, a profundidade de investigação desejada e a resolução necessária para as camadas superficiais, o primeiro

passo deve ser a realização do enquadramento geológico do local a ser ensaiado. Este ponto é de grande importância para conceber adequadamente a aquisição a efectuar uma vez que, dependendo do tipo de material geológico, poder-se-á abordar a aquisição de forma diferente.

Para obter um bom resultado na aquisição é necessário conseguir uma boa razão sinal/ruído na gama de frequências desejada, se bem que a gama de frequências obtida é fortemente condicionada pelas características específicas do local, nomeadamente o tipo de materiais geológicos.

Considerando que se utiliza um sismógrafo de 24 canais com geofones de 4.5 Hz, os parâmetros mais importantes para delinear uma aquisição são essencialmente o comprimento da linha de aquisição, o espaçamento entre receptores, o tipo de fonte e a sua distância ao primeiro receptor e os parâmetros de amostragem temporal. Estes parâmetros serão mais facilmente escolhidos se houver um prévio conhecimento sobre o tipo de materiais geológicos expectáveis naquele local.

Por exemplo, caso se espere encontrar uma grande espessura de um material de baixa velocidade, deve ponderar-se a utilização de mais do que uma linha de aquisição com espaçamentos diferentes, efectuar duas aquisições ao longo da mesma linha com a movimentação dos geofones ou da fonte, ou ainda a realização de uma aquisição em que os geofones não estão equidistantes. Deve escolher-se uma fonte de maior massa para aumentar o conteúdo em baixas frequências e/ou efectuar bastantes “tiros” para melhorar a razão sinal/ruído. Deve seleccionar-se um tempo de registo suficientemente longo, para conseguir registar as ondas superficiais ao longo do comprimento total da linha de aquisição, o que pode ser feito ponderando a velocidade que se pensa próxima da que os materiais possam ter. A distância da fonte ao primeiro geofone depende essencialmente do tipo de fonte (martelo ou bloco) e do tipo de linha escolhida. Normalmente usa-se uma distância igual à distância entre geofones mas, em função da massa da fonte escolhida, na estimativa deste factor deve tentar-se minimizar os efeitos de proximidade da fonte e a saturação dos canais iniciais.

O enquadramento geológico poderá ainda auxiliar no planeamento da aquisição, o conhecimento da estrutura geológica permite escolher um alinhamento para a linha de aquisição que minimize a possibilidade de encontrar variações laterais.

O registo dos sinais deve ser feito de ambos os lados da linha de aquisição, para servir de auxílio na identificação de variações laterais de propriedades e, independentemente da fonte usada, deve executar-se mais do que uma aquisição para cada extremidade de forma a poder aumentar a razão sinal/ruído e permitir analisar a incerteza dos dados.

Depois de efectuada a aquisição o passo seguinte é obter a curva de dispersão, recorrendo a qualquer um dos métodos possíveis, mas dando preferência a métodos que permitam obter informação sobre os diversos modos de propagação das ondas superficiais.

Em função do sismograma obtido e do método de inversão a ser utilizado, poder-se-á necessitar de aplicar filtros aos dados que retirem os eventos contaminantes (ondas P, reflexões, etc.). Como a propagação das ondas superficiais é um evento muito energético, de mais baixas frequências, é muito fácil de identificar devido à sua importância no sinal sísmico registado. Na maioria dos casos os dados podem facilmente ser filtrados no domínio do tempo, retirando visualmente os eventos que não pertencem ao trem das ondas superficiais.

Uma vez conseguida a curva de dispersão deverá ser efectuado o confronto entre as curvas de dispersão resultantes dos tiros directo e inverso. Caso as curvas apresentem grandes diferenças está-se na presença de variações laterais de propriedades e os dados devem ser interpretados com bastante prudência.

Utilizando a análise da fase no espaço (MOPA), com base em diversos sinais para uma mesma linha de aquisição, é possível verificar se existem efeitos de variabilidade de propriedades ou efeitos de proximidade da fonte, dado que estes erros do modelo provocam um desvio à linearidade da fase, permitindo a sua identificação. Este método não é tão eficiente em dados fortemente multimodais.

No caso de se identificarem efeitos da proximidade da fonte, verificando-se que o gráfico da fase vs distância apresenta um declive diferente apenas nos canais que se encontram mais próximo da fonte, pode-se simplesmente retirar os canais contaminados e proceder à obtenção da curva de dispersão sem estes canais. Para tentar superar a dificuldade causada pela existência de variação lateral de propriedades deverá dividir-se o registo em parcelas com menos geofones e efectuar as curvas de dispersão de cada extracto da linha inicial. Com este procedimento diminui-se a quantidade de informação mas também se diminui a variabilidade das propriedades.

A inversão da curva de dispersão é um ponto crítico na interpretação dos resultados, sendo que permite obter o resultado final. Aqui a abordagem inicial deve ser decidida em função do tipo de curva de dispersão obtido:

- caso a curva seja predominantemente composta pelo modo fundamental poder-se-á fazer a inversão recorrendo a um algoritmo de inversão automática;
- caso a curva seja multimodal ou apresente sobreposição modal deverá optar-se por um abordagem por tentativa e erro, recorrendo a uma modelação directa multimodal. Como apenas o modo fundamental atravessa toda a gama de frequências, normalmente é possível retirar um excerto da curva de dispersão que corresponda apenas ao modo fundamental. Nesses casos, dever-se-á utilizar esse excerto para testar a sensibilidade do modelo, particularmente quanto à definição das velocidades em profundidade.

Caso exista algum tipo de informação prévia sobre o local, como a existência de sondagens geotécnicas que forneçam a informação sobre as espessuras esperadas, esta deve ser introduzida no modelo para minimizar as incógnitas e melhorar a definição das velocidades. No entanto, mesmo tendo esta informação, é importante lembrar que uma variação lateral de fácies, do ponto de vista geológico, não corresponde obrigatoriamente a uma variação lateral de propriedades, podendo apresentar velocidades sísmicas semelhantes. Do mesmo modo pode existir a presença de uma variação lateral de propriedades dentro da mesma camada geológica.

A maioria dos algoritmos de inversão automática apenas permitem obter as velocidades das camadas tendo as espessuras e o número de camadas que ser introduzidas pelo operador na iteração inicial. Caso não exista informação prévia poderão ser efectuadas diversas tentativas de inversão com diferente número de camadas e espessuras. A introdução de muitas camadas de pequena espessura não é, na generalidade, representativa da realidade geológica. Em caso de dúvida entre diversos perfis obtidos, dever-se-á introduzir os resultados na modelação directa multimodal para aferir qual o que melhor se ajusta. Nesta situação, pequenos saltos de modo, mesmo nas altas frequências, podem ser bastante importantes para definir mais correctamente o perfil de velocidades. O processo de tentativa e erro, apesar de permitir aferir manualmente velocidades e espessuras, é dependente do julgamento crítico do operador.

Algumas dificuldades que se põem com a decisão da abordagem a tomar, prendem-se com a identificação da sobreposição modal, de saltos para modos superiores ou, na situação extrema, poder-se encontrar uma curva de dispersão que aparenta ser o modo fundamental e na realidade corresponde a um modo superior. A incorrecta identificação da curva de dispersão levará à definição de um perfil de solo diferente da realidade. Para resolver uma situação deste tipo o enquadramento geológico poderá ser fundamental.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como se verificou, apesar das vantagens e bons resultados da aplicação do método das ondas superficiais com múltiplos canais, este não é de aplicação imediata e simples e necessita de alguns cuidados. Neste trabalho tentou-se mostrar a importância da escolha de alguns dos parâmetros e da análise crítica dos dados e resultados, constatando-se a importância da execução e interpretação deste método por um técnico/operador experiente, com sensibilidade e prática suficiente para ultrapassar as dificuldades.

É de salientar a importância da realização de um bom enquadramento geológico para a obtenção de resultados de qualidade, tendo em conta as limitações inerentes ao carácter unidimensional do método, assumindo um papel preponderante quer no planeamento da aquisição como na interpretação dos resultados.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao Centro de Geofísica da Universidade de Lisboa pela cedência de parte do equipamento sísmico necessário à aquisição dos dados.

Este trabalho foi parcialmente suportado pelo programa plurianual da FCT (ICIST e Centro de Geologia da Universidade de Lisboa) e por uma bolsa de doutoramento da FCT (SFRH/BD/2962/2000).

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bolt, B.A. (1999). *Earthquakes*. 4th Edition, W. H. Freeman and Company, New York, 366 p.
- Buttkus, B. (2000). *Spectral Analysis and Filter Theory in Applied Geophysics*. Springer, 667p.
- Comina, C.; Foti, S.; Socco, L. V. & Strobbia, C. (2004). *Geophysical characterization for the seepage potential assessment along the embankments of the Po River*. Proceedings ISC'2 on Geotechnical and Geophysical characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds), Porto, Milpress, Vol.1, pp. 451-458.
- Dunkin, J. W. (1965). *Computation of modal solutions in layered, elastic media at high frequencies*. BSSA, Vol. 55, Nº 2, pp. 335-358.
- Ferreira, J. N. V. S. (2004). *Modelação da excitação dinâmica superficial do subsolo. Aplicação à análise espectral das ondas de superfície*. Dissertação de Mestrado em Eng. de Estruturas pelo Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Fialho Rodrigues, L. (1981). *Determinação da velocidade de propagação da onda de corte entre furos de sondagem*. Geotecnia nº 33, Revista da SPG, pp. 87-96.
- Fortunato, E. M. C. (2005). *Renovação de Plataformas Rodoviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação elaborada no LNEC para a obtenção do grau de doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Porto, 577 p.
- Foti, S. (2000). *Multistation Methods for Geotechnical Characterization using Surface Waves*. PhD Thesis, Politecnico di Torino, 229p.
- Foti, S. (2004). *Surface Wave Testing for Geotechnical Characterization*. Lecture notes of the course Surface Waves in Geomechanics: Direct and Inverse Modelling for Soils and Rocks, CISM, Udine, Itália, 23 p.

- Gabriels, P.; Snieder, R.; Nolet, G. (1987). *In situ measurements of shear-wave velocity in sediments with higher-mode Rayleigh waves*. Geophysical Prospecting 35, pp. 187-196.
- Gilbert, F.; Backus, G. E. (1966). *Propagator matrices in elastic wave and Vibration Problems*. Geophysics, Vol. XXXI, N°2, pp. 326-332.
- Hatton, L.; Worthington, M.H.; Makin, J. (1996). *Seismic Data Processing. Theory and Practice*. Blackwell Science Ltd., 177 p.
- Herrmann, R. B.; Al-Eqabi, G. I. (1991). *Surface wave inversion for shear wave velocity*. Shear Waves in Marine Sediments, Hoven, J. M. et al. (eds.), Kluwer Academic Publishers, pp. 545-556.
- Herrmann, R. B. (1994). *SURF, Surface Wave Inversion Program*. R.B. Herrmann editor.
- Hisada, Y. (1994). *An Efficient Method for Computing Green's Functions for a Layered Half-space with Sources and Receivers at Close Depths*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 84, N° 5, pp. 1456-1472.
- Hisada, Y. (1995). *An Efficient Method for Computing Green's Functions for a Layered Half-space with Sources and Receivers at Close Depths (Part 2)*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 85, N° 4, pp. 1080-1093.
- Knopoff, L. (1964). *A matrix method for elastic wave problems*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 54, N°1, pp. 431-438.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 653 p.
- Lai, C. G.; Rix, G. J. (1998). *Simultaneous Inversion of Rayleigh Phase Velocity and Attenuation for Near-Surface Site Characterization*. Georgia Institute of Technology, NSF and USGS, 258p.
- Lai, C. G.; Rix, G. J. (1999). *Inversion of multi-mode effective dispersion curves*. Proc. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Jamiolkowski, Lancellotta & Lo Presti ed., Torino, Balkema, pp. 411-418.
- Lay, T.; Wallace, T. C. (1995). *Modern Global Seismology*. Academic Press.
- Lines, L. R.; Treitel, S. (1984). *Tutorial. A review of least-squares inversion and its application to geophysical problems*. Geophysical Prospecting 32, pp. 159-186.
- Lopes, I.; Strobbia, C.; Santos, J.; Almeida, I. (2003). *O estudo das ondas sísmicas superficiais como método de caracterização dinâmica de solos*. VI Congresso Nacional de Geologia, Ciências da Terra (UNL), Lisboa, n° esp V, CD-ROM, pp G38-G41.
- Lopes, I.; Santos, J.; Almeida, I.; Brito, T. (2004a). *O método das ondas sísmicas superficiais na caracterização geotécnica local – caso de estudo*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol.1, pp. 277-286.
- Lopes, I.; Strobbia, C.; Almeida, I. Teves-Costa, P.; Deidda, G.P.; Mendes, M.; Santos, J.A. (2004b). *Joint acquisition of SWM and other seismic techniques in the ISC'2 experimental site*. Proceedings ISC'2 on Geotechnical and Geophysical Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds), Porto, Milpress, Vol.1, pp. 521-530.
- Lopes, I.; Santos, J.A.; Almeida, I. (2005). *Use of surface waves for geotechnical characterization of soft alluvial deposits - the Póvoa de Santa Iria case study*. Near Surface Geophysics 3:1, EAGE (European Association of Geoscientists & Engineers), pp. 47-56.
- Lopes, I. M. F. (2005). *Caracterização de solos no domínio das pequenas deformações. Aplicação do Método das Ondas Superficiais*. Tese de Doutoramento em Geotecnia, apresentada à Universidade de Lisboa, 369 p.

- Lopes, I.; Santos, J.A.; Almeida, I. (2006). *Ondas sísmicas superficiais: a sua utilização na caracterização geotécnica*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, UNL, Lisboa, Vol.1, pp. 217-226.
- Moura Esteves, J. (1972). *Aplicação do método sísmico de prospecção geofísica no estudo de estradas*. Geotecnia nº 3, Revista da SPG, pp. 17-27.
- Nazarian, S.; Stokoe II, K.H. (1984). *In situ shear wave velocity from spectral analysis of surface waves*. Proc. 8th Conf. on Earthquake Engineering, S. Francisco, vol. 3, Prentice Hall, pp. 31-38.
- Oliveira, R. (1971). *Notas sobre geologia de barragens*. Geotecnia nº 2, Revista da SPG, pp. 17-24.
- O'Neill, A. (2003). *Full-waveform Reflectivity for Modelling, Inversion and Appraisal of Seismic Surface Wave Dispersion in Shallow Site Investigations*., PhD Thesis, School of Earth and Geographical Sciences, University of Western Australia, 420 p.
- Park, C.B.; Miller, R.D.; Xia, J. (1999). *Multichannel analysis of surface waves*. Geophysics 64 (3), SEG, pp. 800-808.
- Park, C.B.; Miller, R.D.; Miura, H. (2003). *Optimum Field Parameters of an MASW Survey*. in Buturi Tansa Gakkai, Soc. Expl. Geophysics. Japan, 6 p. (disponível em: <http://www.terrajp.co.jp/OptimumFieldParametersMASWPark.pdf>)
- Richart, F. E. Jr; Hall, J. R. Jr.; Woods, R. D. (1970). *Vibration of Soils and Foundations*. Prentice-Hall.
- Rodrigues, C.; Bonito, F.; Almeida, F.; Moura, R.; Cardoso, C.; Constantino, F. (2006). *Ondas de superfície na avaliação de parâmetros elásticos de solos: estudo comparativo com outros métodos sísmicos*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, UNL, Lisboa, Vol.1, pp. 197-206.
- Roma, V. (2001). *Soil Properties and site characterization by means of Rayleigh waves*. PhD Thesis, Dep. of Structural and Geotechnical Engineering, Politecnico di Torino, 246 p.
- Schwab, F.; Knopoff, L. (1970). *Surface-wave dispersion computations*. BSSA, Vol. 60, Nº 2, pp. 321-344.
- Socco, L. V; Strobbia, C. (2004). *Surface-wave method for near-surface characterization: a tutorial*., Near Surface Geophysics, Vol. 2, Nº 4, Special Issue on Seismic Surface Waves, EAGE, pp. 165-185.
- Strobbia, C. (2003). *Surface Wave Method. Acquisition, processing and inversion*. PhD Thesis, Politecnico di Torino, 317p.
- Strobbia, C.; Foti, S. (2006). *Multi-Offset Phase Analysis of Surface Wave Data*. Journal of Applied Geophysics 59, pp. 300-313.
- Telford, W. M.; Geldart, L. P.; Sheriff, R. E. (1990). *Applied Geophysics*. 2nd Edition, Cambridge University Press.
- Tselentis, G-A.; Delis, G. (1998). *Rapid assessment of S-wave profiles from the inversion of multichannel surface wave dispersion data*. Annali di Geofisica, Vol. 41, Nº 1, pp. 1-15.
- Watson, T. H. (1970). *A note on the fast computation of Rayleigh wave dispersion in multilayered elastic half-space*. BSSA, Vol. 60, Nº 1, pp. 161-166.
- Wathelet, M.; Jongmans, D.; Ohrnberger, M. (2004). *Surface-wave inversion using a direct search algorithm and its application to ambient vibration measurements*. Near Surface Geophysics, Vol. 2, Nº 4, Special Issue on Seismic Surface Waves, EAGE, pp. 211-221.
- Xia, J.; Miller, R.D.; Park, C. B.; Tian, G. (2003). *Inversion of high frequency surface waves with fundamental and higher modes*. Journal Applied Geophysics 52, Elsevier, pp. 45-57.

PROPOSTA DE REPRESENTAÇÃO CARTOGRÁFICA PARA CARTAS GEOTÉCNICAS

Proposal of cartographic representation for engineering geological maps

Beatriz Lima de Paula*

Leandro Eugenio da Silva Cerri**

RESUMO – As cartas geotécnicas são ferramentas importantes para os profissionais que atuam em temas relacionados ao planejamento e gestão do uso e ocupação do solo. Tais cartas apresentam diferentes unidades de análise, que correspondem à distribuição espacial de áreas que apresentam diferentes características quanto aos atributos do meio físico. Também podem mostrar como um determinado processo geológico ou comportamento geotécnico se distribuem espacialmente, permitindo que o usuário possa buscar a informação desejada que dá suporte a uma decisão. Muitas cartas são elaboradas sem que haja um cuidado maior com a forma de representação cartográfica, o que dificulta sua leitura e utilização. O presente artigo apresenta uma proposta de representação cartográfica para as cartas geotécnicas, elaborada a partir de pesquisa sobre as formas de representação cartográfica adotadas por diferentes autores.

ABSTRACT – Engineering geological maps are important tools for professionals who deal with themes related to planning and management of land use. These maps display different units of analysis that correspond to spatial distribution of areas, which display different characteristics about physical environment attributes. Also can display how a specific geological process or geotechnical behavior distribute spatially, letting that users search the desired information that help them taking a decision. Many engineering geological maps are made without much care on the way of cartographic representation, what difficult its reading and use. The present article deals with a cartographic representation proposal made from research about the ways of cartographic representation adopted for different authors.

PALAVRAS CHAVE – Carta geotécnica, mapa geotécnico, representação cartográfica.

KEYS-WORDS – Engineering geological maps, geotechnical maps, cartographic representation.

1 – INTRODUÇÃO

De um modo geral, a literatura técnica nacional e internacional sobre cartas geotécnicas indica que há, basicamente, dois grandes tipos desses documentos: os voltados ao planejamento e gestão do uso e ocupação do solo e aqueles destinados a subsidiar a implantação de obras de engenharia. No Brasil, as cartas do primeiro tipo são produzidas em número superior àquelas voltadas a obras de engenharia. Por esta razão, o presente artigo aborda mais especificamente as cartas geotécnicas voltadas ao planejamento e gestão do uso e ocupação do solo, embora as sugestões de representação cartográfica aqui descritas possam ser aplicadas a qualquer tipo de carta geotécnica.

* Beatriz Lima de Paula, Engenheira Cartógrafa, Msc., Doutoranda, Programa de Pós Graduação em Geociências e Meio Ambiente, IGCE/Unesp, Rio Claro, Brasil. E-mail: beatrizlpaula@gmail.com.

** Leandro Eugenio da Silva Cerri, Geólogo, Professor Adjunto Doutor, IGCE/Unesp, Rio Claro, Brasil. E-mail: lescerri@rc.unesp.br.

As cartas geotécnicas são entendidas como importantes instrumentos para os profissionais de diferentes formações que atuam em temas relacionados ao planejamento e gestão do uso e ocupação do solo. Tais cartas apresentam a delimitação de diferentes unidades de análise, que correspondem à distribuição espacial de áreas com distintas características quanto aos atributos do meio físico. Também mostram como um determinado processo geológico ou comportamento geotécnico se distribuem espacialmente.

Em 1968, a IAEG (*International Association of Engineering Geology*), propôs a criação da *Engineering Geological Mapping Comission* para desenvolver estudos que permitissem regulamentar a elaboração de mapeamentos geotécnicos e seus produtos, bem como difundir conhecimentos e tendências (IAEG, 1981).

No Brasil, além da citada proposta da IAEG, não há outra diretriz que estabeleça critérios e procedimentos quanto à forma de representação cartográfica na elaboração de cartas geotécnicas. Tal fato contribui para que haja uma diversidade de formas de representação dos produtos cartográficos, o que tem causado, em muitos casos, dificuldade de visualização e de rápida leitura das informações contidas nas cartas geotécnicas. Como resultado, a interpretação das áreas e/ou situações do meio físico fica prejudicada e, em consequência, a própria aplicação e utilização destas cartas acaba limitada.

A produção de cartas geotécnicas no Brasil vem crescendo numericamente nos últimos anos, impulsionada pela possibilidade de elaboração de cartas geotécnicas digitais. Se por um lado a utilização destes recursos computacionais traz facilidades, por outro, pode acentuar a produção de cartas que apresentam dificuldade de leitura.

Para que a comunicação cartográfica das cartas geotécnicas seja adequada, é importante o estudo da percepção visual de seus usuários, por meio das variáveis visuais. A informação que essas cartas transmitem é essencial para que se tenha uma boa leitura e compreensão do meio físico.

Considerando esses fatos, o objetivo desta pesquisa é o estudo da representação cartográfica de cartas geotécnicas, visando elaborar uma proposta de representação do meio físico e de suas propriedades. Além dos dados geológico-geotécnicos a serem representados de uma forma adequada, é importante também que sejam respeitadas as regras e convenções cartográficas.

O presente artigo se apoia nos aspectos descritos quanto à dificuldade de leitura das cartas geotécnicas produzidas, bem como na premissa de que uma representação cartográfica adequada se torna necessária para a compreensão das cartas pelos diferentes usuários. Esta representação cartográfica tem de ser clara e objetiva, prescindindo de um projeto cartográfico elaborado de modo consciente e fundamentado.

2 – MÉTODO E ETAPAS DE ESTUDO

Para a elaboração da proposta de representação cartográfica para cartas geotécnicas foram executadas as seguintes etapas de estudo: Pesquisa Bibliográfica, Pesquisa Documental, Estudo das Variáveis e Percepção Visual das Cartas, Análise das Cartas Seleccionadas e Proposta de Representação Cartográfica.

1ª Etapa: Pesquisa Bibliográfica

A pesquisa bibliográfica foi realizada para obter a fundamentação teórica necessária à execução da pesquisa, visando aprofundar o conhecimento dos temas referentes à comunicação cartográfica.

fica, projeto cartográfico, variáveis visuais, cartografia geotécnica e formas de representação cartográfica. Nesta etapa, os temas relacionados foram buscados nas bibliotecas da Unesp de Rio Claro e Presidente Prudente, privilegiando artigos publicados nos anais dos Simpósios Brasileiros de Cartografia Geotécnica, realizados em 1995, 1996, 1998, 2001 e 2004, e nos Congressos Brasileiros de Geologia de Engenharia mais recentes (1987, 1990, 1993, 1996, 1999, 2002 e 2005). A pesquisa bibliográfica foi complementada com a busca de dissertações de mestrado e teses de doutorado versando sobre o tema cartografia geotécnica, bem como por informações encontradas em sites de busca na Internet.

2ª Etapa: Pesquisa Documental

O desenvolvimento da pesquisa documental seguiu os mesmos critérios adotados na pesquisa bibliográfica, tendo sido realizada especialmente nas bibliotecas do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (IPT) e na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), dado que estas duas instituições representam os principais centros de pesquisas e produção de cartas geotécnicas no Brasil.

3ª Etapa: Estudo das Variáveis e Percepção Visual das Cartas

Após a pesquisa documental, foi realizado o estudo das variáveis interdependentes e visuais. Também foram analisados os conceitos cartográficos fundamentais a serem empregados em documentos do tipo cartas geotécnicas, conceitos estes que devem permitir uma linguagem cartográfica adequada ao entendimento do usuário do documento produzido.

Os conceitos cartográficos considerados foram baseados nos critérios propostos por Keates (1973), o qual apresenta as fases que incluem a elaboração de projeto cartográfico e aspectos referentes à representação gráfica da informação contida no mapa. Segundo o autor citado, a função do mapa é comunicar esta informação ao usuário, levando-se em conta todas as condições que afetam o processo de leitura do documento cartográfico, como a necessidade do usuário, as circunstâncias de uso, a complexidade da informação, os custos, etc.

Após a análise das fases de elaboração do projeto cartográfico, foram consideradas as teorias da comunicação cartográfica e da representação gráfica propostas por Bos (1984) e Bertin (1978), envolvendo o processo da comunicação. Segundo Dent (1993), o cartógrafo - aqui entendido como o autor do documento cartográfico - é aquele que deseja transmitir uma mensagem espacial com base em informações qualitativas e quantitativas.

4ª Etapa: Análise das Cartas Geotécnicas Selecionadas

A análise das cartas geotécnicas selecionadas correspondeu a uma investigação crítica das formas de representação cartográfica, respeitando os objetivos e finalidades adotadas por cada autor na elaboração de cartas geotécnicas, não enfocando aspectos metodológicos.

Na análise realizada foram verificadas, para cada carta, as variáveis visuais e simbologias adotadas, *layout*, legenda e sua legibilidade, formato de apresentação, quantidade de unidades de análise e escala de representação cartográfica. Esses parâmetros foram organizados em um quadro-síntese, a partir do qual os diferentes aspectos associados aos tipos de representação cartográfica observados foram analisados e comparados.

5ª Etapa: Proposta de Representação Cartográfica

A proposta da representação cartográfica para as cartas geotécnicas foi concebida considerando-se os aspectos essenciais para que a comunicação cartográfica seja clara e objetiva. No produto cartográfico final devem prevalecer o interesse, a exatidão, a criatividade e a profundidade técnica, de modo a atender ao interesse de seus usuários, ou seja, os documentos cartográficos devem fornecer informações aos profissionais que utilizam essas cartas para o desenvolvimento de suas atividades.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

A cartografia é definida pela Associação Cartográfica Internacional (ACI – International Cartography Association) como o conjunto de estudos e operações científicas, artísticas e técnicas, baseado nos resultados de observações diretas ou de análise de documentação, com vistas à elaboração e preparação de cartas, projetos e outras formas de expressão (Oliveira, 1983).

Dent (1993) considera que a cartografia temática, ramo da cartografia no qual as cartas geotécnicas se enquadram, é a parte da cartografia que se ocupa em representar, a partir de bases cartográficas existentes, os fenômenos qualitativos ou quantitativos, transformados em grafismos específicos oriundos de metodologia voltada para o tratamento da informação espacial. O produto resultante é a carta temática, que é considerada um veículo de comunicação, pois sua criação e utilização são partes de um único processo, a comunicação da informação cartográfica.

Com o contínuo surgimento de novas tecnologias, a criação de normas e referências para elaboração de mapas e o avanço da própria sociedade, o conceito dos documentos cartográficos mudou, bem como a qualidade dos produtos cartográficos apresentados na atualidade. Desde a metade do século XVII até os dias atuais, nota-se uma evolução crescente no processo de mapeamento de componentes do meio físico pelas diversas áreas do conhecimento, como a Geografia e a Geologia (Zuquette e Gandolfi, 2004).

Segundo a IAEG - *International Association of Engineering Geology*, mapa geotécnico é um tipo de mapa geológico que classifica e representa os componentes do ambiente geológico, que são de grande significado para todas as atividades de engenharia, planejamento, construção, exploração e preservação do ambiente (IAEG – Unesco, 1976).

Zuquete (1987) também considera que o mapeamento geotécnico pode ser entendido como um processo que tem por finalidade básica levantar, caracterizar, classificar, avaliar e analisar os atributos que compõem o meio físico, sejam geológicos, hidrogeológicos, hidrológicos e outros. Tais informações devem ser produzidas de maneira tal que possam ser utilizadas para fins de engenharia, planejamento, agronomia, saneamento, avaliações ambientais e outros.

Analisando-se a produção de cartas geotécnicas no Brasil, pode-se verificar que há dois grandes tipos de cartas geotécnicas: as destinadas a subsidiar a implantação de obras de engenharia, dando suporte para o entendimento do meio físico e aquelas voltadas a subsidiar ações de planejamento territorial e gestão do uso e ocupação do solo. No Brasil há um predomínio numérico de cartas destinada ao planejamento e gestão do uso e ocupação do solo, especialmente o solo urbano.

Cerri (1990) afirma que a cartografia geotécnica é a representação cartográfica das características do meio físico natural, englobando a distribuição espacial dos diferentes tipos de solos e rochas, com suas propriedades geológico-geotécnicas, as formas de relevo, a dinâmica dos principais processos atuantes e as eventuais alterações decorrentes da implantação das obras e das diferentes formas de uso e ocupação do solo.

Os mapas geotécnicos devem incluir informações descritivas sobre os materiais e processos geológicos, dados quantitativos dos diferentes componentes do meio geológico e das propriedades físicas e mecânicas dos materiais e informação interpretativa para sua aplicação geotécnica. Por isso, a representação cartográfica é uma das grandes dificuldades encontradas para a elaboração de cartas geotécnicas, pois está associada ao considerável volume de dados obtidos. As cartas deixam de representar todas as informações disponíveis, dando prioridade para aquelas mais significativas (Vallejo *et al.*, 2002).

Ainda segundo Vallejo *et al.* (2002), o conteúdo e o detalhe da informação dos mapas são função da escala e extensão do terreno; dos objetivos concretos; da importância dos diferentes fatores geológicos e geotécnicos e suas relações; das informações disponíveis e das técnicas de representação.

Cerri *et al.* (1996) consideram que a elaboração de uma carta geotécnica exige uma interpretação para a definição dos limites espaciais de determinada característica ou atributo do meio físico geológico ante o objetivo do trabalho, independente da escala escolhida. Os autores citados consideram que, desta forma, a elaboração de uma carta geotécnica pressupõe um toque pessoal e subjetivo, em função da formação profissional do elaborador e de sua experiência e competência técnicas. Assim, as cartas geotécnicas elaboradas por diferentes autores, embora com os mesmos objetivos, nas mesmas áreas físicas e escala, e em idênticas condições de trabalho podem, perfeitamente, resultar em produtos diferentes.

Diversas pesquisas com enfoque voltado aos procedimentos metodológicos da cartografia geotécnica foram desenvolvidas a partir da segunda metade dos anos de 1980. Quanto à terminologia utilizada, verifica-se que há documentos denominados “mapas” ou “cartas” geotécnicas, sem que se tenha levado em conta aspectos necessários para o emprego do termo adequado. Oliveira (1983) recomenda o uso do termo “carta” para os documentos cartográficos que apresentam uma maior segurança no que diz respeito à precisão de medidas a serem tomadas diretamente da carta. Já os “mapas”, não necessariamente apresentam esta precisão, correspondendo a documentos menos rigorosos em relação à localização espacial, dimensões de objetos representados, distâncias etc.

A apresentação das informações é um dos pontos de maior importância do mapeamento geotécnico, pois é por meio dos documentos gráficos e memoriais descritivos que se faz a comunicação entre aqueles que elaboram os cartogramas e os usuários finais. A aceitação dos produtos cartográficos e o adequado aproveitamento dos dados neles contidos podem depender diretamente da forma de representação cartográfica adotada.

A representação cartográfica deve ser entendida como um trabalho técnico que visa comunicar uma idéia, sem dar margem a interpretações contraditórias, procurando a harmonia dos diversos componentes: símbolos, cores, toponímia; de modo a fornecer informações corretas ao usuário, não somente para garantia da beleza do documento final, mas também assegurando a qualidade das informações fornecidas. Assim, no início do processo de produção de qualquer tipo de documento cartográfico é necessário definir a forma de representação, ou seja, devem ser definidas as variáveis visuais adequadas para a comunicação cartográfica com o usuário.

Dentre os aspectos considerados na elaboração de cartas geotécnicas, existirão alguns de maior ou menor importância para cada região e que devem ser priorizados em função da relevância que representam na avaliação das características de interesse (Arnot e Grant, 1974 *apud* De Mío e Gandolfi, 1995).

O processo no qual se insere a definição de uma forma de representação cartográfica envolve a seleção de variáveis fundamentais para gerar o produto cartográfico final, que são as denominadas

variáveis interdependentes. Estas variáveis recebem este nome porque estão diretamente ligadas entre si, ou seja, a escolha de uma variável afeta a escolha das outras variáveis (Pugliesi, 2002).

As cinco variáveis interdependentes propostas pelo autor citado são:

Propósito: corresponde à definição precisa da finalidade para a qual o documento cartográfico será elaborado;

Área geográfica: trata-se da definição da localização, dimensão e delimitação da área de interesse;

Escala: corresponde à definição do nível de informação desejado;

Formato: tamanho em que o mapa será produzido, necessário para englobar a área considerada, na escala adotada; e

Projeção: definição da projeção a ser utilizada, visando assegurar uma menor deformação no processo de representação cartográfica da realidade.

Em complemento, Martinelli (1991) discute aspectos referentes ao uso de associações subjetivas que estão relacionadas com algumas reações do usuário a certos símbolos e variáveis visuais. Os principais aspectos abordados pelo autor citado são:

Forma: o uso de linhas contínuas causa a sensação de maior precisão, enquanto linhas pontilhadas causam a impressão de incerteza;

Cor: definida como uma variável visual muito sensível, causando sensações imediatas; por exemplo, a cor vermelha pode causar a impressão de alguma restrição ou risco, enquanto a cor verde pode indicar uma situação favorável;

Valor: elementos de maior importância devem ser representados por meio de cores mais escuras, já que este critério destaca a relevância do objeto representado;

Granulação: elementos de maior importância devem ser representados por meio de hachuras mais densas, já que este critério também acentua a relevância do objeto representado;

Tamanho: elementos de maior importância devem ser representados por meio de símbolos de maior dimensão; e

Orientação: a orientação da variável visual (hachuras, por exemplo), facilitam a distinção entre objetos de nível de importância semelhante.

Martinelli (1991) também considera que o uso destas variáveis visuais deve permitir que a leitura dos objetos cartografados possa ser feita de modo que os mesmos expressem sua diversidade/similaridade, ordem e proporcionalidade.

É importante destacar que as cores dão a idéia de seletividade entre os atributos. Mas é importante ter o cuidado quando utilizadas para um número muito grande de unidades, dado que visualmente não é possível que se tenha uma boa comunicação cartográfica. As cores, distribuídas corretamente, dão ao usuário a percepção de diversidade.

Quanto à codificação, é evidente que o uso de símbolos pictóricos facilita a leitura do documento produzido. Alternativamente, é comum o emprego de simbologia fundamentada em representações numéricas, por letras ou mistas (alfa-numéricas). Também deve-se considerar a alternativa de representações por meio de pontos, linhas e áreas (polígonos).

Teoricamente, a cartografia temática deveria seguir fielmente algumas normas e padrões existentes na cartografia brasileira. No entanto, não existe uma total sistematização dos procedimentos a serem adotados para que se obtenha um bom mapa, que atenda aos objetivos do executante e que, ao mesmo tempo, seja bem entendido pelos usuários. Para isto, é preciso considerar elementos básicos de cartografia e de semiologia gráfica, além de um pouco de bom senso. A percepção das informações tem supremacia sobre as informações da própria base cartográfica utilizada. Contudo, não se pode suprimir ou negligenciar informações importantes como a escala e legenda (Oliveira e Decanini, 2001).

No Brasil, o órgão responsável pelas convenções cartográficas é o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), que adota os seguintes padrões para a representação das feições básicas que sempre são apresentadas em um mapa (Oliveira, 1988):

- *Hidrografia*: sempre que possível, por meio de símbolos que lembram água. Os mapas em preto-branco mostram os mares e lagos com linhas paralelas onduladas. Nos coloridos, o azul (ciano), tem sido a cor escolhida para os cursos d'água e as extensões hidrográficas.
- *Aspecto do solo*: a representação do terreno na carta é, em geral, o castanho. A própria simbologia que representa o modelado terrestre – as curvas de nível – é impressa nesta cor.
- *Vegetação*: a cor verde é universalmente usada para representar a cobertura vegetal.
- *Localidades*: em escalas grandes, o centro urbano é representado pela forma generalizada dos quarteirões, que compõem a área urbanizada construída. Em escalas médias, o centro urbano é representado por uma tonalidade rosa, (ou vermelho reticulado). Já em escalas pequenas, as localidades são representadas por pequenos símbolos quadrados ou circulares, em preto. Outras construções, como barragem, ponte, aeroporto, moinho, cata-vento, farol, olaria, etc., têm simbologia especial, mas quase sempre de caráter associativo.
- *Sistemas viários e de comunicação*: o sistema viário é apresentado em vermelho e preto, seguindo as classificações entre auto-estrada, rodovias, estradas pavimentadas ou não, e caminhos. Quanto às ferrovias, são representadas em preto, e são distinguidas quanto à bitola (normal, larga e estreita) e à indicação das estações. As vias de comunicação se resumem à linha telegráfica e às linhas de energia (de alta e baixa tensão), em preto.

A base topográfica é um elemento indispensável para os mapas que representam os atributos do meio físico. O relevo, representado pelas curvas de nível, transmite ao usuário muitas informações do meio físico. Muitos dados sobre as características e os comportamentos dos condicionantes geológico-geotécnicos podem ser obtidos apenas analisando-se a base topográfica. A representação da drenagem também é muito importante nas cartas geotécnicas.

Na presente abordagem também foi considerada a proposta de simbologia de representação cartográfica sugerida pela IAEG (1981), na qual são utilizados vários símbolos pictóricos que representam aspectos geológicos e geotécnicos de uma área, como sondagens, afloramentos, poços profundos, amostragens, fenômenos hidrogeológicos e hidrológicos, feições geomorfológicas e fenômenos geodinâmicos.

É interessante destacar a preocupação que as simbologias sugeridas pela IAEG têm com a escala de trabalho, pois os símbolos apresentados têm sua dimensão diretamente proporcional à escala adotada (grande, média e pequena). Esse cuidado é de fundamental importância para que seja facilitada a comunicação cartográfica para vários usuários de diferentes lugares que vierem a consultar o documento. Entretanto, a proposta da IAEG deve ser entendida como uma referência, devendo ser aprimorada, tanto quanto possível.

Zuquette e Gandolfi (2004), abordando o número de unidades de análise, afirmam que, para elaborar o mapa geotécnico de forma simples possível, é recomendado limitar o número de atributos a serem considerados, de maneira a resguardar a fidelidade do mapa, respeitando a finalidade desejada.

Com relação à análise das cartas geotécnicas, foram selecionados 40 documentos. Os Quadros 1 e 2 registram as informações obtidas nas fases de coleta e organização de dados, obtidos a partir da análise das cartas geotécnicas selecionadas. Os citados quadros síntese foram organizados de modo a registrar o título do estudo e/ou o autor, finalidade, local, escala de representação, simbologia (tipo de representação), número de unidades de análise e legibilidade da legenda.

A partir da análise das cartas geotécnicas selecionadas pode ser constatado que:

- são utilizados tanto o termo *carta quanto mapa* nos produtos cartográficos elaborados;
- há um predomínio de trabalhos realizados em escalas entre 1:25.000 a 1:100.000;
- a maior parte das cartas geotécnicas produzidas destina-se a subsidiar as ações de planejamento urbano e regional, com um número reduzido de trabalhos executados para atender a necessidade de resolução de problemas específicos;
- alguns documentos não apresentam todos os elementos essenciais, como legenda, orientação, escala, coordenadas, etc;
- a legibilidade das legendas de cerca de metade das cartas analisadas não foi considerada adequada;
- a grande maioria das cartas geotécnicas analisadas não adota a simbologia proposta pela IAEG, nem as convenções cartográficas fixadas pelo IBGE;
- há documentos apresentados em escalas grandes que utilizam hachuras e cores bem diferenciadas, mas outros documentos não permitem a diferenciação entre unidades de análise distintas;
- poucas cartas analisadas apresentam base topográfica;
- alguns documentos apresentam formatos muito pequenos ou muito grandes, o que dificulta a leitura ou o manuseio do documento pelo usuário;
- algumas cartas têm reduzido número de unidades de análise, enquanto outras apresentam número superior a cem, o que dificulta a percepção visual do usuário, ou seja não possibilitam a diferenciação entre as unidades de análise;
- na maioria das cartas analisadas os atributos cartografados são qualitativos, representados pela simbologia de área (unidade de análise ou unidade geotécnica);
- quando as unidades de análise são representadas por meio de cores, a leitura do documento é facilitada, exceto nos casos em que a produção de cartas digitais permite a utilização de um número de cores diferenciados pelo computador, mas não visíveis à acuidade visual humana;
- há documentos cartográficos que não apresentam adequada relação entre as variáveis interdependentes, por exemplo, são adotadas formas de representação que não são as mais indicadas para a escala de elaboração do documento, ou documentos produzidos em escalas que não são adequadas ante o tamanho da área de estudo;
- em muitas das cartas analisadas são utilizadas variáveis visuais que não permitem uma leitura adequada dos documentos produzidos, o que contraria as orientações para a elaboração de documentos cartográficos de qualidade.

Em síntese, a análise das cartas geotécnicas selecionadas permite concluir que a produção e a representação cartográfica destes documentos podem ser melhoradas.

Quadro 1 – Seleção das cartas geotécnicas do IPT.

NOME DO TRABALHO (Autores, ano)	FINALIDADE	ESCALA	REPRESENTAÇÃO (Simbologia)	N.º DE UNIDADES	LOCAL
Carta Geotécnica de São José dos Campos de 1996	Para área de expansão urbana	1:50.000	Hachura colorida	08	São José dos Campos - SP
Carta Geotécnica de São Bernardo do Campo de 1999	Planejamento à gestão do uso e ocupação do solo	1:25.000	Cor	05	São Bernardo do Campo - SP
Diniz <i>et al.</i> (2001)	Subsídio ao planejamento e gestão ambiental	1:25.000	Cor	09	Bertioga - SP
Diniz e Freitas (1998)	Planejamento e gestão de território	1:50.000	Cor	08	Bacia do rio Paraíba do Sul - SP
Diniz e Freitas (1998)	Planejamento e gestão de território	1:100.000	Cor	09	Bacia do rio Paraíba do Sul - RJ
Diniz e Freitas (2001)	Planejamento e gestão de território	1:100.000	Cor	08	Bacia do rio Paraíba do Sul – MG
Andrade (2001)	Plano Diretor	1: 50.000	Cores, números, letras e hachura	09	Guarulhos – SP
Andrade (2001)	Orientação para o assentamento urbano	1:50.000	Cores	09	Guarulhos – SP
Andrade (2001)	Plano Diretor	1:50.000	Cores, números, letras e hachura	09	Guarulhos – SP
Diniz <i>et al.</i> (2001)	Carta Geotécnica	1:10.000	Cores	06	Manaus – AM
Canil e Ridente Jr. (2001)	Expansão urbana	Gráfica	Cores	08	Presidente Venceslau - SP

4 – PROPOSTA DE REPRESENTAÇÃO CARTOGRÁFICA PARA CARTAS GEOTÉCNICAS

A proposta de representação cartográfica para cartas geotécnicas foi elaborada considerando-se as convenções cartográficas fixadas pelo IBGE (1999) e as simbologias propostas pela IAEG (1981). Também foram consideradas as necessidades de adequada definição das variáveis interdependentes (propósito, área geográfica, escala, formato, projeção), bem como a definição das variáveis visuais (forma, cor, valor, granulação, tamanho, orientação). Em complemento, foram analisados elementos de semiologia gráfica, com ênfase à utilização de representações por meio de pontos, linhas e áreas (polígonos). Todos os parâmetros considerados visam possibilitar uma boa comunicação cartográfica.

Quadro 2 – Seleção das cartas geotécnicas da EESC.

NOME DO TRABALHO (Autores, ano)	FINALIDADE	ESCALA	REPRESENTAÇÃO (Simbologia)	N.º DE UNIDADES	LOCAL
Ferreria e Costa (2004)	Matérias de construção	1:10.000	Cor	03	Belém – PA
Ferreria e Pejon (2004)	Estudos geológico-geotécnicos	1:5.000	Hachura	14	São Pedro – SP
Marques e Zuquette (2004)	Seleção de áreas para aterros sanitários	1:50.000	Cor	04	Araraquara – SP
Nishiyama e Zuquette (2004)	Aterro sanitário	1:100.000	Cor	09	Uberlândia – MG
Pejon e Zuquette (1995)	Geotécnica (Metodologia)	1:100.000	Cor	49 (atributos)	Genérica
Gruber e Rodrigues (1995)	Gerenciamento	1:50.000	Hachuras	03	Cosmópolis - SP
Pejon e Zuquette (1995)	Zoneamento	1:100.000	Números	107	Folha de Piracicaba
De Mío e Gandolfi (1995)	Planejamento	1:100.000	Letras	12	Mogi-Guaçu - SP
Lollo e Gandolfi (1995)	Distinção entre materiais presentes na área	1:100.000	Letras	09	Leme - SP
Bastos e Souza (1996)	Zoneamento	1:250.000	Hachura	10 zonas	Feira de Santana – BA
Costa e Gandolfi (1996)	Mapeamento	1:25.000	Números	10	Campinas - SP
Romão e Souza (1996)	Mapeamento	Escala Gráfica	Hachura	07	Águas Claras - DF
Zuquette e Pejon (1996)	Zoneamento geotécnico	1:50.000	Números	16	Franca - SP
Macari e Rodrigues (1996)	Expansão Urbana	1:25.000	Alfanumérico	24	Campinas - SP
Aguiar <i>et al.</i> (1998)	Caracterização geotécnica	1:100.000	Cor	37	Distrito Federal
Almeida <i>et al.</i> (1998)	Mapeamento geotécnico	1:25.000	Hachuras e Números	06	Casa Branca – SP
Rodrigues e Pejon (1998)	Mapeamento geotécnico	1:10.000	Hachuras	03	Águas de Lindóia – SP
Gruber e Rodrigues (1995)	Mapeamento	1:25.000	Chaves Legenda	60	Campinas – SP
Bento e Frota (1998)	Mapeamento	1:50.000	Cor	05	Manaus – AM
Carvalho e Pastore (2001)	Geotécnica	1: 25.000	Letras e Símbolos	05	Distrito Federal – DF

Quadro 2 – Seleção das cartas geotécnicas da EESC. (Cont.)

NOME DO TRABALHO (Autores, ano)	FINALIDADE	ESCALA	REPRESENTAÇÃO (Simbologia)	N.º DE UNIDADES	LOCAL
Feres e Lorandi (1998)	Zoneamento	1: 20.000	Hachuras Cores	06	Rio Branco - AC
Rego Neto e Funke (1998)	Zoneamento	Não apresenta	Cores	07	Santa Catarina
Aguiar <i>et al.</i> (1998)	Mapeamento	1: 100.000	Cores	05	Distrito Federal
Aguiar e Gandolfi (1998)	Mapa de Combinação	1:100.000	Tabelas com as unidades	133	Distrito Federal
Mauro e Lollo (2001)	Carta de Suscetibilidade à Erosão	1:15.000	Cor	03	Campo Grande – MS
Liporaci e Rohm (2004)	Plano direto e gestão ambiental	1:10.000	Símbolos / cor	07	São Carlos – SP
Grecchi e Pejón (1998)	Zoneamento Geoambiental	1:25.000	Cores	16	Piracicaba – SP

Com relação às convenções cartográficas fixadas pelo IBGE (1999), o Quadro 3 resume os principais aspectos a serem considerados.

Quadro 3 – Convenções cartográficas fixadas pelo IBGE (1999).

HIDROGRAFIA	Representar, tanto quanto possível, por meio de símbolos que lembrem água. Os mapas em preto-branco mostram os mares e lagos com linhas paralelas onduladas. Nos coloridos, o azul (ciano), tem sido a cor escolhida para os cursos d'água e as extensões hidrográficas.
ÁREAS URBANAS	Em escalas grandes, o centro urbano é representado pela forma generalizada dos quarteirões, que compõem a área urbanizada construída. Em escalas médias, o centro urbano é representado por uma tonalidade rosa (ou vermelho reticulado). Já em escalas pequenas, as localidades são representadas por pequenos símbolos quadrados ou circulares, em preto. Outras construções, como barragem, ponte, aeroporto, moinho, cata-vento, farol, olaria, etc., têm simbologia especial, mas quase sempre de caráter associativo (símbolos pictóricos).
SISTEMAS VIÁRIOS E DE COMUNICAÇÃO	O sistema viário é apresentado em vermelho e preto, seguindo as classificações entre auto-estrada, rodovias, estradas pavimentadas ou não, e caminhos. Quanto às ferrovias, são representadas em preto, e são distinguidas quanto à bitola (normal, larga e estreita) e à indicação das estações. As vias de comunicação resumem-se à linha telegráfica e às linhas de energia (de alta e baixa tensão), em preto.
VEGETAÇÃO	A cor verde é universalmente usada para representar a cobertura vegetal.
TOPOGRAFIA	Representada pela cor sépia.

Em termos das variáveis interdependentes (Quadro 4), deve ser observado:

Quadro 4 – Considerações importantes das variáveis interdependentes.

PROPÓSITO	Deve-se considerar prioritariamente a necessidade dos usuários potenciais.
ÁREA GEOGRÁFICA	Deve ser definida de forma precisa, logo no início dos estudos.
ESCALA	A escala controlará a quantidade de detalhes que podem ser mostrados (nível de informação). A escolha varia em função do propósito e da definição da área geográfica. Cada caso condiciona o tipo de escala ideal para comportar a representação desejada, aliada à precisão requerida. Trata-se de uma questão da necessidade ou não de uma exigência de detalhes. Para orientar a cartografia geotécnica a IAEG propôs a seguinte classificação para as escalas: – Grande: $\geq 1:10.000$ para finalidades específicas – Média: $1:10.000$ a $1:100.000$ para planejamento regional – Pequena: $\leq 1:100.000$ mapeamento de caráter geral
FORMATO	O tamanho relativo de uma carta, em dimensões de altura e largura, acha-se na dependência direta da forma da superfície da unidade cartografada, ou até mesmo, da própria folha de papel. Como se procura sempre a estética num produto cartográfico, e devido ao fato de certos formatos fugirem da regra, o que resta ao autor da carta, nestas oportunidades, é minimizar os exageros. O importante é que o autor tenha um bom aproveitamento de detalhes de um território com o seu esforço em prol da estética
TOPOGRAFIA	Deve-se levar em consideração a projeção que mais se ajusta à finalidade do projeto (em geral adota-se o Sistema Universal Transversa de Mercator - UTM).

O Quadro 5 apresenta as considerações que devem ser observadas na escolha das variáveis visuais.

Quadro 5 – Considerações importantes das variáveis visuais.

FORMA	O uso de linhas contínuas causa a sensação de maior precisão, enquanto linhas pontilhadas causam a impressão de incerteza.
COR	Definida como uma variável visual muito sensível, causando sensações imediatas; por exemplo, a cor vermelha pode causar a impressão de alguma restrição ou risco, enquanto a cor verde pode indicar uma situação favorável.
VALOR	Elementos de maior importância devem ser representados por meio de cores mais escuras, já que este critério destaca a relevância do objeto representado.
GRANULAÇÃO	Elementos de maior importância devem ser representados por meio de hachuras mais densas, já que este critério também acentua a relevância do objeto representado.
TAMANHO	Elementos de maior importância devem ser representados por meio de símbolos de maior dimensão.
ORIENTAÇÃO	A orientação da variável visual (hachuras, por exemplo), facilita a distinção entre objetos de nível de importância semelhante.

Outros aspectos que devem ser considerados na representação cartográfica de cartas geotécnicas são descritos no Quadro 6.

Quadro 6 – Aspectos complementares a serem considerados na representação cartográfica de cartas geotécnicas.

NÚMERO DE UNIDADES GEOTÉCNICAS	A representação cartográfica deve considerar os limites entre as unidades, a simbologia, características das unidades e uma forma para representar as variações verticais. Esses limites indicam uma mudança de propriedade e, portanto, de comportamento. Assim, é fundamental analisar a quantidade de unidades. Em muitos casos, as unidades preliminares necessitam de divisão ou agrupamento. As cartas geotécnicas devem limitar o número de unidades, caso contrário, não será possível, para o olho humano, distinguir claramente os atributos representados, quando o mapa for impresso.
BASE TOPOGRÁFICA	A base topográfica é um elemento indispensável para as cartas que representam os atributos do meio físico. O relevo representado pelas curvas de nível transmite muitas informações do meio físico ao usuário. Muitos dados sobre as características e os comportamentos dos condicionantes geológico-geotécnicos podem ser obtidos apenas analisando-se a base topográfica. A representação da drenagem também é muito importante nas cartas geotécnicas.
LAYOUT	O produto cartográfico final deve ser representado de forma clara e simples. Deve conter informações importantes como escala (numérica e/ou gráfica), base cartográfica, orientação (norte), projeção (coordenadas) e a data de elaboração, como também outras informações solicitadas e exigidas nas normas de referências bibliográficas. Além disso, o mapa dobrado deve ser apresentado no formato A4, devendo conter, no canto inferior direito, o carimbo de apresentação do documento.
LEGENDA	Um dos aspectos mais importantes para a comunicação é a legenda, que deve conter informações sobre toda a simbologia utilizada e seu significado. Devido à grande quantidade de informações geológico-geotécnicas, as cartas produzidas devem ser acompanhadas por um quadro legenda.
IMPRESSÃO	É importante considerar também, que o desenvolvimento da informática e a facilidade de obtenção de equipamentos e de softwares têm favorecido a cartografia geotécnica. Ao se converter um mapa em imagem, a ser apresentado tanto em meio analógico como digital, deve-se ter a preocupação com a resolução da imagem final, já que nem sempre o que vemos nitidamente na tela resultará numa boa apresentação final, quando impresso.

Considerando-se que é necessário que qualquer documento cartográfico geotécnico possua uma linguagem que atenda aos interesses de seus usuários e, que desta forma, possa cumprir com sua função principal, deve-se fazer uso de todos os meios possíveis de representação cartográfica, como cores, hachuras, símbolos, convenções cartográficas e outros, tomando-se como referência – e aprimorando – a proposta de representação cartográfica descrita no presente artigo.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores registram seus agradecimentos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela concessão de bolsa de mestrado ao primeiro autor do presente artigo.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. L.; Gandolfi, N. (1998) *Zoneamento Geotécnico Geral e sua Inscrição no Processo de Gestão ambiental*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Aguiar, R. L.; Gandolfi, N.; Souza, N. M. (1998) *Estudos para a Determinação da Vulnerabilidade do Meio Físico do Distrito Federal – Brasil*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Aguiar, R. L.; Gandolfi, N.; Souza, N. M. (1998) *Caracterização Geotécnica dos Materiais Inconsolidados do Distrito Federal*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Andrade, M. R. M. (2001) *Carta Geopedológica do Município de Guarulhos-SP. Base de Orientação para o Assentamento Urbano*. 4º Simpósio de Cartografia Geotécnica, Brasília – DF (CD-ROM).
- Almeida, L. C. R.; Lara, A. A.; Marques, E. A. G.; Caula & Silva, A. M.; Amaral, C. P. (1998) *Mapeamento de Cadastro de Pontos de Riscos Geológico-Geotécnicos em Vias Públicas: O Exemplo da Avenida Menezes Cortes – RJ*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Bastos, G.; Souza, N. M. (1996) *Zoneamento Geotécnico Geral da Região de Feira de Santana – BA*. 2º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 87-92.
- Bento, A. H.; Frota, C. A. (1998) *Mapeamento Geotécnico de Manaus – AM*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Bertin, J. (1978) *Théorie de la Communication et Théorie Graphique*. In: Melanges Charles Morazé, Toulouse: PRIVAT.
- Bos, E. S. (1984) *Systematic Symbol Design in Cartographic Education*. ITC Journal Holland.
- Canil, K.; Ridente JR, J. L. (2001) *Estudo para Seleção de Áreas para Expansão Urbana no Município de Presidente Venceslau, SP*. 4º Simpósio de Cartografia Geotécnica, Brasília – DF (CD-ROM).
- Carvalho, R. M.; Pastore, E. L. (2001) *Cartografia Geotécnica na Avaliação de Riscos Ambientais da duplicação da rodovia BR 070 no Distrito Federal*. 4º Simpósio de Cartografia Geotécnica, Brasília – DF (CD-ROM).
- Cerri, L. E. S. (1990) *Carta Geotécnica: Contribuições para uma Concepção voltada às necessidades brasileiras*. 6º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Salvador, v. 1, pp. 35 – 41.
- Cerri, L. E. S.; Akiossi, A.; Augusto Filho, O.; Zaine, J. E. (1996) *Cartas e mapas geotécnicos de áreas urbanas: reflexões sobre as escalas de trabalho e proposta de elaboração como o emprego do método de detalhamento progressivo*. 8º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Rio de Janeiro, ABGE, v. 2, pp. 537-548.

- Costa, T. C. D.; Gandolfi, N. (1996) *Caracterização geotécnica de Materiais Inconsolidados da Porção NE do Município de Campinas, Escala 1:25.000*. 2º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 101-110.
- De Mio, G.; Gandolfi, N. (1995) *Cartografia Geotécnica da Região de Mogi-Guaçu/São Paulo*. Revista do Instituto Geológico, São Paulo, Volume especial, pp. 99-105.
- Dent, B. D. (1993) *Introduction Thematic Mapping: Thematic Mapping Desing*. Wm. C. Brown Publishers Dubuque.
- Diniz, N. C.; Freitas, C. G. L. (1998) *Mapa dos Condicionantes Físico-Ambientais da Bacia do Rio Paraíba do Sul*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Diniz, N. C.; Bitar, O. Y.; Forta, C. A.; Bento, A. H.; Silva Filho, E. G.; Souza, M. M.; Carvalho, F. P.; Bandeira, M. I. V. B.; Salles, E. R.; Costa, M. O.; Oliveira, M. A. (2001) *Carta Geotécnica de Manaus como Resultado de Parceria Institucional*. 4º Simpósio de Cartografia Geotécnica, Brasília – DF (CD-ROM).
- Diniz, N. C.; Ogura, A. T.; Freitas, C. G. L.; Macedo, E. S.; Campagnoli, F. Almeida, M. C. J.; Oliveira, M. A.; Velzi, P. (2001) *Aspectos Relevantes dos Estudos Específicos de Processos do Meio Físico na Confecção da Carta Geotécnica de Bertioga – SP*. 4º Simpósio de Cartografia Geotécnica, Brasília – DF (CD-ROM).
- Feres, R.; Lorandi, R. (1998) *Adequabilidade do Terreno de Fundo de Vale do Igarapé Maternidade (Rio Branco-AC) como Suporte para Obras Viárias*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Ferreira, M. D.; Costa, T. C. D. (2004) *Mapa de Materiais Inconsolidados e Viabilidade de Usos como Materiais Naturais de Construção da Região de Aurá – Região Metropolitana de Belém (PA)*. 5º Simpósio de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 75-85.
- Ferreira, M. D.; Pejon, O. J. (2004) *Elaboração do Mapa de Materiais Inconsolidados em Áreas Degradadas por Processos Erosivos: Bacia do Córrego do Tucum São Pedro (SP)*. 5º Simpósio de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 141-150.
- Grecchi, R. C.; Pejom, O. J. (1998) *Estudos Geoambientais da Região de Piracicaba (SP), com auxílio de Imagem de Satélite e de Sistema de Informação Geográfica*. 3º Simpósio de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Gruber, G. A. G.; Rodrigues, J. R. (1995) *Carta de Erodibilidade da Folha de Cosmópolis, São Paulo - auxílio ao Gerenciamento do Meio Físico*. Revista do Instituto Geológico, São Paulo, Volume especial, pp. 57-64.
- IAEG Commission on Engineering Geological Mapping (1981) *Rock and Soil description and Classification for Engineering Geological Mapping*. Bulletin of the Internacional Association of Engineering Geology, Krefeld, nº 24.
- IAEG; Unesco (1976) *Guide pour la préparation des cartes géotechniques*. Paris: Lês Press de l'Unesco.
- IBGE (1999) *Noções Básicas de Cartografia / Manuais Técnicos e Geociências*. Nº 8, Rio de Janeiro.
- Keates, J. S. (1973) *Cartographic Design and Production*. Harlow, Grã-Bretanha: Longman, 240p.

- Liporaci, S. R.; Röhm, S. A. (2004) *Mapas geológico e pedológico da bacia do Rio Monjolinho na escala 1:10.000, para a região da cidade de São Carlos (SP). Uma contribuição às novas diretrizes do plano diretor e à gestão ambiental*. 5º Simpósio de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 23-30.
- Lollo, J. A.; Gandolfi, N. (1995) *Tentativa de Utilização de Variáveis Morfométricas de perfis de Vertentes para o Zoneamento Preliminar do Meio Físico: o caso da folha de Leme, São Paulo*. Revista do Instituto Geológico, São Paulo, Volume especial, pp. 107-114.
- Macari, R.; Rodrigues, J. E. (1996) *Mapa de Materiais Inconsolidados da Área de Expansão Urbana do Município de Campinas, Porção Noroeste, escala 1:25.000*. 2º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 221-231.
- Marques, G. N.; Zuquette, L. V. (2004) *Aplicação da técnica AHP para Seleção de Áreas para Aterros Sanitários – Região de Araraquara (SP)*. 5º Simpósio de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 263-272.
- Martinelli, M. (1991) *Curso de cartografia temática*. São Paulo: Contexto.
- Mauro, J. R.; Lollo, J. A. (2001) *Carta de Susceptibilidade à Erosão na Bacia do Prosa – Campo Grande (Ms)*. 4º Simpósio de Cartografia Geotécnica, Brasília – DF (CD-ROM).
- Nishiyama, L.; Zuquette, L.V. (2004). *Procedimentos de mapeamento geotécnico para indicação de áreas adequadas para aterro sanitário: aplicação no município de Uberlândia – MG*. 5º Simpósio de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 273-286.
- Oliveira, C. (1983) *Dicionário Cartográfico*. Rio de Janeiro: IBGE.
- Oliveira, C. (1988) *Curso de Cartografia Moderna*. Rio de Janeiro: IBGE.
- Oliveira, K. C. L.; Decanini, M. M. S. (2001) *Projeto e Produção Cartográfica do Guia Turístico eletrônico das Represas Paulistas para Internet*. Revista Brasileira de Cartografia, nº54.
- Pejon, O. J.; Zuquette, L.V. (1995) *Mapeamento Geotécnico Regional na Escala 1:100.000 – Considerações Metodológicas*. Revista do Instituto Geológico, São Paulo, Volume especial, pp. 23-29.
- Pugliesi, E. A. (2002) *Desenvolvimento de Mapa Dinâmico para Sistema de Navegação Terrestre*. Dissertação de Mestrado – FCT/UNESP, Presidente Prudente.
- Rego Neto, C. B.; Funke, D. S. (1998) *Proposta Metodológica para o Planejamento do Uso do Solo com a Utilização de Cartas do Meio Físico*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Rodrigues, L. E. Pejon, O. J. (1998) *A importância dos Landforms na Elaboração das Cartas de Suscetibilidade à Erosão*. 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis – SC (CD-ROM).
- Romão, A.; Souza, N. (1996) *Mapeamento Geotécnico da Região de Águas Claras, DF: Utilização de Geoprocessamento*. 2º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 155-163.
- Vallejo, L. G; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C. (2002) *Ingeniería Geológica*. Editora Prentice Hall: Madrid, España.
- Zuquette, L. V. (1987) *Análise Crítica da Cartografia Geotécnica e Proposta Metodológica para as Condições Brasileiras*. São Carlos, SP. (Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos/USP).
- Zuquette, L. V.; Pejon, O. J. (1996) *Carta de zoneamento geotécnico geral da região de Franca – SP*. 2º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, São Carlos, pp. 165-174.
- Zuquette, L. V.; Gandolfi, N. (2004) *Cartografia Geotécnica*. Oficina de Textos: São Paulo.

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 Segurança
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 Maranha 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)
Claudio 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)
Tarcício Celestino (EESC)
Waldemar Hachich (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 (Teixeira Duarte)
Carlos Dinis da Gama (IST)
Célio Lima (EDP-FEUP)
Emanuel Maranha 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 (Technsol FGE-SPG)
José Mateus de Brito (CENOR-SPG)
José Vieira de Lemos (LNEC)
Laura Caldeira (LNEC)
Luís Leal Lemos (FCTUC)
Luís Ribeiro e Sousa (LNEC-FEUP)
Manuel Matos Fernandes (FEUP)
Nuno Grossmann (LNEC)
Pedro Sáco e Pinto (LNEC)
Ricardo Oliveira (COBA-UNL)
Rui Correia (LNEC)



XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

III Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos

III Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo

23 a 26 de Agosto de 2008

Armação dos Búzios, R.J.



PRINCIPAIS TEMAS:

- Barragens e Obras de Terra
- Geotecnia de Mineração
- Geotecnia Ambiental
- Geossintéticos
- Infra-estrutura Urbana
- Encostas e Escavações
- Dutos e Geotecnia Marinha
- Mecânica dos Pavimentos
- Engenharia de Rochas
- Investigações Geotécnicas
- Fundações
- Casos de Obras e Acidentes

DATAS LIMITES:

- Envio de Resumos: 08/ 10/ 2007
- Resposta dos Resumos: 30/ 11/ 2007
- Envio dos Artigos: 30/ 03/ 2008
- Resposta dos Artigos: 30/ 05/ 2008

LOCAL:

**Hotel Atlântico Búzios, situado na
Baía da Armação dos Búzios.**

<http://www.atlanticobuzios.com.br>



↓ ORGANIZAÇÃO:



Núcleo Regional Rio de Janeiro

INFORMAÇÕES:

E-mail:

nrrj.abms@veloxmail.com.br

Website:

www.cobramseg2008.com.br



Temos a satisfação de convidar a comunidade técnica e científica a participar do 12º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, a ser realizado na Praia de Porto de Galinhas, Pernambuco, Brasil, no período de 23 a 27 de novembro de 2008, quando serão comemorados os 40 Anos da ABGE.

O Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental é um evento consolidado no Brasil, com grande aceitação por parte da comunidade técnica e científica, como também pelas empresas de serviços e equipamentos que atuam nessas áreas e em áreas afins.

Local: HOTEL ARMAÇÃO DO PORTO

Período: 23 a 27 / 11 / 2008

DATAS IMPORTANTES:

Submissão de resumos 23/02/2008

Submissão do trabalho completo 23/06/2008

ESPERAMOS CONTAR COM SUA INDISPENSÁVEL PRESENÇA

Comissão Organizadora Local: Margareth M. Alheiros Edmilson Santos de Lima Ana Patrícia N. Bandeira	Comissão Nacional: Maria Heloisa B. O. Frascá Marcelo Fischer Gramani Gerson Salviano de Almeida Filho
Secretaria Executiva: Factos - Promoção, Marketing e Eventos Rua Ernesto de Paula Santos, 1368 - 603/604, Boa Viagem 51021-330, Recife, PE, Brasil Fones: 55 (81) 3463.0871 Fax: 55 (81) 3463.0853 e-mail: cbge12@factos.com.br	Agência de Turismo: Agência Luck Viagens e Turismo Ltda. Rua Jornalista Paulo Bittencourt, 163 Derby 52010-260, Recife, Pernambuco, Brasil Fone 55(81) 3366.6222 Fax 55(81) 3366.6223 homepage: www.luckviagens.com.br

Stress Wave

Lisbon | 2008



8-10 | September

The 8th International
Conference on the

Application of Stress Wave Theory to Piles

Science, Technology
and Practice



ISSMGE



SPG



INSTITUTO
SUPERIOR
TÉCNICO

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 1 049-001 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



1º BOLETIM

2º Seminário da Comissão Portuguesa de Túneis

Túneis e Obras Subterrâneas em Portugal

2nd Seminar of the Portuguese Committee on Tunnelling

Tunnels and Underground Works in Portugal



CPT - Comissão Portuguesa de Túneis
SPG - Sociedade Portuguesa de Geotécnia
LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Lisboa, 29 e 30 de Maio de 2008
LNEC

2º Seminário da Comissão Portuguesa de Túneis

Túneis e Obras Subterrâneas em Portugal

2nd Seminar of the Portuguese Committee on Tunnelling

Tunnels and Underground Works in Portugal

A Comissão Portuguesa de Túneis (CPT) da Sociedade Portuguesa de Geotécnia (SPG) promove um Seminário sobre o tema "Túneis e Obras Subterrâneas em Portugal" que terá lugar no Centro de Congressos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil em 29 e 30 de Maio de 2008.

O Seminário interessa especialmente a técnicos de Engenharia Geotécnica ou Estrutural com actividade profissional em empresas de Construção, de Projecto, de Fiscalização ou Concessionárias de obras subterrâneas.

Com este Seminário, pretende a CPT divulgar no meio técnico português algumas das obras subterrâneas de referência no nosso País. Simultaneamente, o evento constituirá um primeiro passo no sentido da preparação do livro "Túneis de Portugal" cuja publicação a CPT decidiu promover.

Na qualidade de representante nacional da ITA (International Tunnelling and Underground Space Association) a CPT pretende, ainda, divulgar junto dos participantes os seus Grupos de Trabalho, homologos dos da ITA, por forma a iniciarem-se as respectivas actividades, na sequência do Seminário.

Serão abordados túneis com finalidades diversas: túneis rodoviários em Portugal Continental e na Ilha da Madeira, túneis ferroviários, túneis hidráulicos e em meios urbanos.

Numa ocasião em que se prevê um incremento significativo da actividade no âmbito da Engenharia de Túneis, pretende-se com este Seminário mobilizar e dinamizar o meio técnico nacional afecto a este tipo de obras.

PROGRAMA

29 de Maio de 2008

13:30 Recepção aos participantes

14:00 Sessão de Abertura

14:10 Túneis Rodoviários em Portugal Continental

15:40 INTERVALO PARA CAFÉ

16:00 Túneis de Metropolitano

17:30 Future Trends in Tunnelling (proferida em Inglês)

18:00 ENCERRAMENTO DO PRIMEIRO DIA

30 de Maio de 2008

9:00 Túneis Ferroviários

10:30 INTERVALO PARA CAFÉ

11:00 Túneis Rodoviários da Ilha da Madeira

12:30 INTERVALO PARA ALMOÇO

14:00 Apresentação dos Grupos de Trabalho da CPT

14:30 Túneis Hidráulicos

16:00 INTERVALO PARA CAFÉ

16:30 Túneis Urbanos

18:00 ENCERRAMENTO

Para mais informações sobre o Seminário,
consultar o portal da CPT:
<http://www.spgtecnica.pt/cpttuneis>

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



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 • Geotecnica 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.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217925000
Fax: (351) 213537492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.
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 Ingombata
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
Fax: (213) 21 922802
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

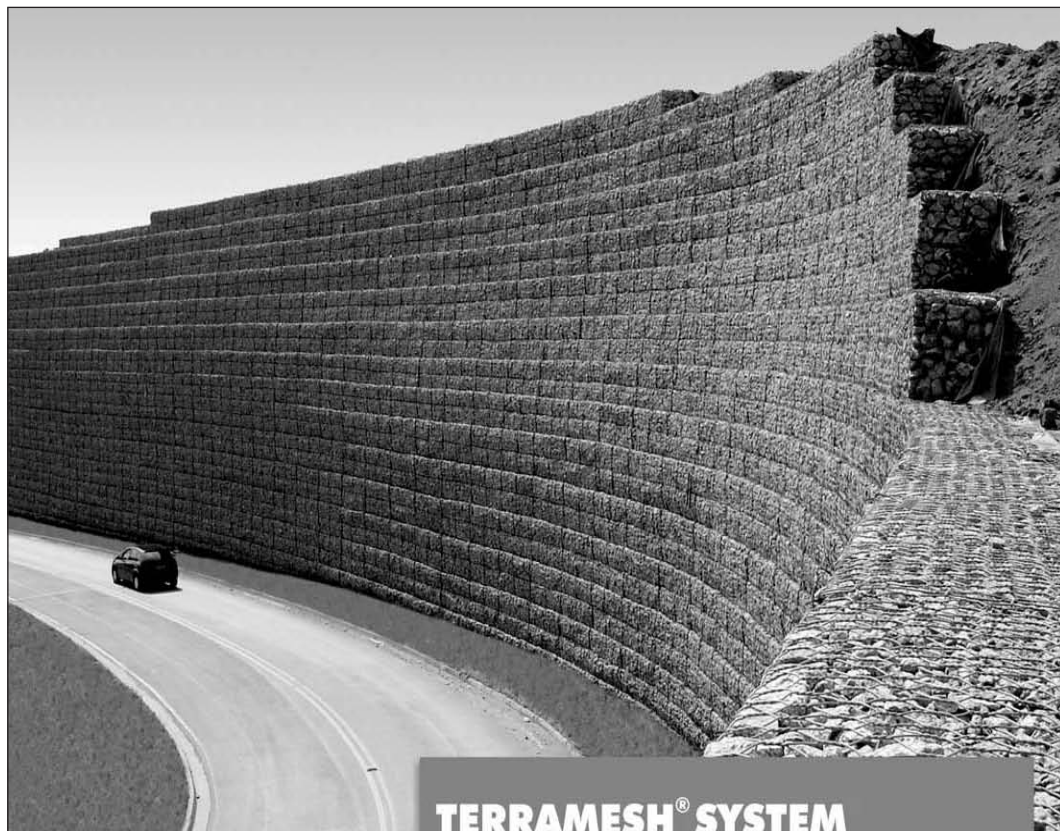
São Paulo
COBA S/C Ltd. - Rua Cardeal Arco Verde
1745 Cj. 94, Bloco A, Pinheiros
São Paulo CEP 05407 - 002
Tel.: (55 11) 381 55 416
Fax: (55 11) 381 52 249

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 - 58
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

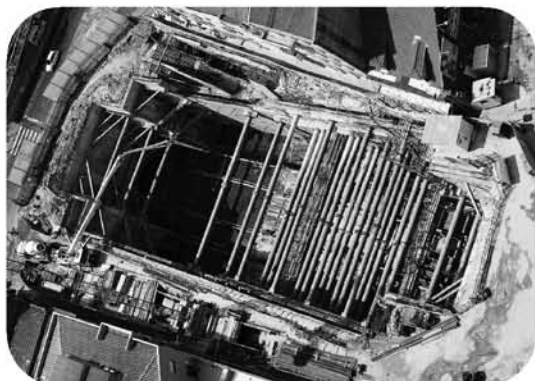
Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

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

CENORGEIO – 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 cenorgeio@cenorgeio.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



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


Geocontrolo
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 Sevilha
 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
GEOTECNIA

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



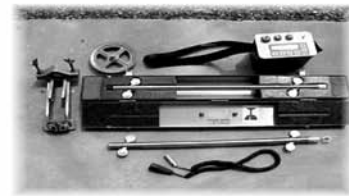
CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

Prova de Carga Estática em estacas, Prova de Carga Dinâmica (PDA) em estacas, Ensaios 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, Ensaios de Solos e Ensaios de Pavimentos.



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

DeltaGeo
Geotechnics

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: lcgarrab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarrab@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

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 Ninth 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@lnec.pt

- 3 Mensagem do Presidente da SPG (2004-2008)
A. Gomes Correia
- 5 Editorial
Luís Joaquim Leal Lemos
- 9 Comportamento de estacas de pequeno diâmetro em solo de Londrina no Brasil
Gustavo Garcia Galego Campos, Rafael Leite Gonçalves, Miriam Gonçalves Miguel, Antonio Belincanta
- 35 Estimativa das porosidades efetiva e total em solos brasileiros
Miguel A. Alfaro Soto, Chang Hung Kiang
- 47 Análise do comportamento de estacas ômega carregadas transversalmente com quatro condições do solo
Gentil Miranda Junior, David de Carvalho, Paulo José Rocha de Albuquerque
- 61 Modelo MIT-E3: estudo de sensibilidade
Paulo José da Venda Oliveira, Luís Joaquim Leal Lemos
- 79 O método das ondas superficiais: aquisição, processamento e inversão
Isabel Lopes, Jaime A. Santos, Isabel Moitinho de Almeida
- 111 Proposta de representação cartográfica para cartas geotécnicas
Beatriz Lima de Paula, Leandro Eugenio da Silva Cerri