

109 Março
2007

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

Luís Leal Lemos, FCTUC

DIRECTOR - ADJUNTO:

Newton Moreira de Souza, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

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

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

COMISSÃO EDITORIAL 2007-2008

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

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

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

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

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC e FCT.

Execução gráfica: Impressão na Ponticor em Portugal.

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

- 3 Editorial
- 5 Resistência dos solos: dilatação *versus* coesão efectiva Emanuel Maranhã das Neves
- 25 Variáveis-chave no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento Diego Foppa
Lucas Festugato
Nilo Cesar Consoli
Karla Salvagni Heineck
Antônio Viana da Fonseca
- 43 Controlo da compactação de misturas de solo-enrocamento da barragem de Odelouca através de ensaios de vibração Laura Caldeira
Andrea Brito
- 77 Comportamento de *liners* sob a influência de um contaminante orgânico Karla Salvagni Heineck
Augusta Brenner dos Santos
Rosemar Gomes Lemos
Juan Antônio Altamirano Flores
Nilo Cesar Consoli
- 95 Colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise pelo método dos elementos finitos Tiago Sabino Domingues
José Leitão Borges
Antônio Silva Cardoso
- 111 Estudo experimental de uma área contaminada por lodo biossólido, por meio de ensaios de campo do tipo cone resistivo Renato Pinto da Cunha
Luiz Heleno Albuquerque Filho
Luiz Fernando Martins Ribeiro
Fabrícia de Souza Oliveira
- 131 Efetividade do GPS na avaliação de problemas geotécnicos em áreas urbanas Sylvana Melo dos Santos
Gerd Günter Seeber
Verônica Maria Costa Romão
Ivaldo Dário da Silva Pontes Filho
Jaime Joaquim da Silva P. Cabral
- 143 Apresentação de livro Waldemar Hachich

Editorial

Conforme é do conhecimento dos leitores, a partir do presente número a revista Geotecnia é a Revista Luso-Brasileira de Geotecnia. Passa, assim, a ser editada conjuntamente pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE).

Esta evolução faz parte de um acordo, já amplamente divulgado pelas três sociedades aos seus associados, que inclui igualmente a edição conjunta da revista Soils and Rocks, revista internacional em língua inglesa, e a participação de portugueses e brasileiros nos corpos editoriais das duas revistas.

Regista-se, assim, a entrada para a Comissão Editorial da Revista Geotecnia de diversos colegas brasileiros que se juntam aos colegas – portugueses e brasileiros – que dela faziam parte.

Também no que à Direcção da Revista diz respeito, houve alterações: para além dos três membros da Direcção portugueses, que se mantêm em funções, a Direcção inclui agora três membros brasileiros: um Director-Adjunto, Newton Moreira de Souza, da Universidade de Brasília, e dois membros da Comissão Executiva: Maria Giovana Parizzi, da Universidade Federal de Minas Gerais, e Márcio Muniz de Farias, da Universidade de Brasília.

Este número da revista passa igualmente a incluir anúncios de empresas brasileiras, que se juntam aos anúncios de empresas portuguesas. No âmbito do acordo entre as três sociedades, os anúncios são publicados nas duas revistas – Geotecnia e Soils and Rocks.

Trata-se, assim, do início de um novo ciclo da Revista Geotecnia, que conta com o empenho conjunto das três Sociedades, o que significa que autores e revisores, portugueses e brasileiros, irão continuar a colaborar na produção da revista, de forma dedicada e rigorosa.

A DIRECÇÃO DA REVISTA GEOTECNIA

RESISTÊNCIA DOS SOLOS: DILATÂNCIA VERSUS COESÃO EFECTIVA

Soil strength: dilatancy *versus* effective cohesion

Emanuel Maranha das Neves*

RESUMO – Através da análise de aspectos fundamentais da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, mostra-se que o uso do conceito de coesão efectiva é uma fonte de confusões, pois não só dá indicações erradas quanto ao modo como os solos resistem às tensões deviatóricas, como origina nomenclaturas para os solos que não ajudam a clarificar esta questão. Em particular, mostra-se que na abordagem da resistência mecânica o papel atribuído à coesão efectiva deve ser substituído pelo desempenhado pela dilatância.

ABSTRACT – Through the analysis of basic concepts of the Critical States Soil Mechanics it is shown that the effective cohesion concept is a source of confusions because it gives wrong ideas regarding the fundamentals of shear strength of soils and originates nomenclature for soils which doesn't help the clarification of this matter. In particular, it is shown that the use of the mechanical strength parameter known as effective cohesion should be abandoned in favour of the concept of dilatancy.

PALAVRAS CHAVE – Dilatância, coesão efectiva, estados críticos.

1 – INTRODUÇÃO

Para evitar ambiguidades quanto ao âmbito do trabalho referem-se os seguintes pressupostos:

a) Tratando-se de Mecânica dos Solos é importante definir com que materiais lida esta ciência na formulação dos seus conceitos fundamentais, isto é, os solos.

Como é bem sabido, os solos, argilosos ou arenosos, são meios particulados caracterizados por ausência de ligações, devidas a cimentação, entre as partículas que os constituem (ligações essas entendidas como sendo de natureza permanente, mesmo quando os solos estão saturados e submersos). Se esse tipo de ligações existir, está-se em presença de uma rocha (Figura 1).

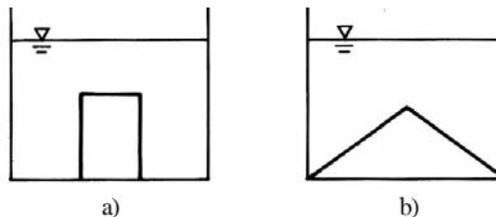


Fig. 1 – Papel desempenhado pelas ligações cimentadas entre partículas: a) rocha; b) solo.

*Professor Catedrático do Instituto Superior Técnico; e-mail:emn@civil.ist.utl.pt

Não se ignora que, na natureza, não existe, do ponto de vista em análise, uma descontinuidade entre solo e rocha. Os chamados solos rijos e as rochas brandas estabelecem a passagem gradual de um material a outro¹.

b) As considerações que se seguem dizem respeito apenas a solos saturados (ou completamente secos).

c) Todos os comportamentos, nomeadamente no que respeita à rotura, são analisados em termos de tensões efectivas, ainda que, no caso do comportamento não drenado, o sejam de forma implícita.

2 – CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

De acordo com a Mecânica dos Solos clássica, a rotura dos solos, num ensaio de corte directo drenado e na superfície de corte, é descrita pelo critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (1)$$

sendo τ a resistência ao corte, c' a coesão efectiva, σ' a tensão normal efectiva e φ' o ângulo de resistência ao corte efectiva. Tanto a equação (1) como a Figura 2 mostram que a chamada coesão efectiva, c' , tem um valor constante e independente da tensão normal σ' . Estas considerações aplicam-se de igual modo ao caso em que o critério de rotura de Mohr-Coulomb é definido num espaço de tensões principais. No caso de simetria axial ter-se-á:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \operatorname{sen} \varphi' + 2c' \cos \varphi' \quad (2)$$

onde σ'_1 e σ'_3 , representam as tensões efectivas principais máxima e mínima, respectivamente.

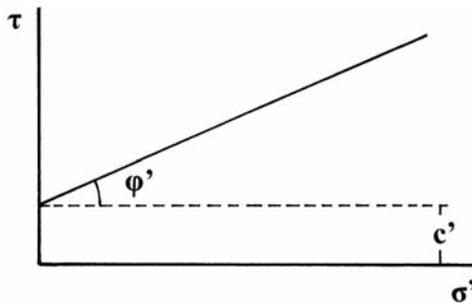


Fig. 2 – Critério de rotura de Mohr-Coulomb.

A coesão efectiva, c' , entendida como coesão verdadeira, resultaria da grande proximidade das partículas minerais com repercussão no balanço entre a atracção de van der Waals e a repulsão devida à dupla camada.

Como pode observar-se, em ambas as situações o critério de rotura é definido apenas em função do estado de tensão.

¹ De acordo com Manuel Rocha, Rocha, (1973), os solos são os terrenos constituídos por partículas, soltas ou agregadas, de tal modo que se podem separar facilmente mediante agitação dentro de água. O mesmo autor sublinha que se trata de um critério qualitativo, já que não são definidas as condições em que é feita a agitação dentro de água. E sublinha que é expectável a existência de uma banda de indeterminação, já que existe continuidade no fenómeno geológico de petrificação dos solos, quer no processo de alteração das rochas conducentes aos solos chamados residuais.

3 – AS MÚLTIPLAS DESIGNAÇÕES PARA A COESÃO EFECTIVA

Percorrendo a literatura da especialidade verifica-se uma grande variedade de designações para a coesão efectiva, tal como é definida na equação (1). Enumeram-se em seguida, sem se pretender ser exaustivo, algumas dessas designações, parecendo interessante acrescentar a respectiva versão inglesa.

Intercepção de coesão (*cohesion interception*), Terzaghi e Peck (1967);
Parâmetro operativo da resistência (*operative parameter of strength*), Harr (1977);
Coesão verdadeira (*true cohesion*), Atkinson (1993);
Coesão aparente² (*apparent cohesion*), Lancellotta (1995);
Coesão de pico (*peak cohesion*), Barnes (2000).

Este conjunto de denominações é aqui referido para mostrar a existência de alguma confusão, o que em si mesmo é já um sinal duma certa inadequação do conceito para o fim em vista. Nos pontos seguintes procurar-se-á mostrar que, por uma questão de rigor e também para facilidade de entendimento do comportamento mecânico dos solos, o conceito de coesão efectiva deve ser substituído pelo de dilatância.

4 – A ROTURA NA MECÂNICA DOS SOLOS DOS ESTADOS CRÍTICOS (MSEC)

No caso da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, o lugar geométrico dos estados críticos³ (estados de rotura) não é definido apenas num espaço de tensões q e p' , mas também tem em conta as variações do volume específico, v (ver Figura 3).

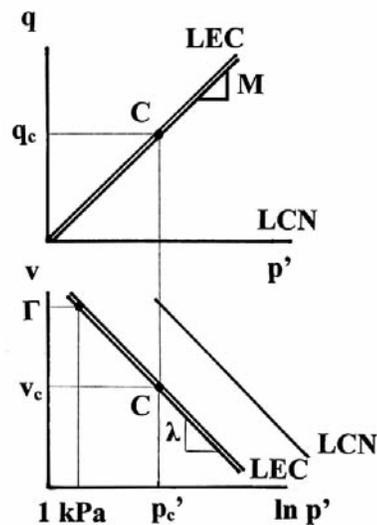


Fig. 3 – Linha dos estados críticos (LEC) e linha de compressão normal (LCN).

² Aparente tanto pode significar evidente como fictício (ver Dicionário da Língua Portuguesa da Academia de Ciências de Lisboa) pelo que, neste caso, a palavra é pouco esclarecedora. A mesma dificuldade ocorre com a palavra inglesa.

³ Entende-se por estado crítico aquele em que o solo se deforma distorcionalmente com q , p' e v constantes e cujas definições são dadas imediatamente a seguir.

Assim tem-se:

$$q = M p' \quad (3)$$

e

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4)$$

onde $q = \sigma_1 - \sigma_3$, representa tensão deviatória, $p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$, traduz a tensão média efectiva, M é uma constante friccional, $v = (1+e)$ é o volume específico, λ representa o gradiente da variação de v com $\ln p'$ e Γ é o valor de v , no estado crítico, para p' igual a 1kPa. Vê-se, como acima se afirmou, que a rotura é definida em função do estado de tensão (equação 3) e da relação entre o volume específico do material e a sua tensão média efectiva (equação 4).⁴ Mais à frente pode apreciar-se a relevância deste aspecto sublinhando-se o que já anteriormente tinha sido referido: no caso dos solos, não é possível exprimir adequadamente um critério de rotura apenas num espaço de tensões.

A equação da linha de compressão normal é:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (5)$$

e

$$q = 0. \quad (6)$$

Dada a actual difusão da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos⁵, poderiam dispensar-se referências bibliográficas. Citam-se no entanto os artigos (Roscoe et al., 1958; Roscoe e Schofield, 1963) e o livro de texto (Schofield e Wroth, 1968) que podem considerar-se “fundadores” da teoria dos estados críticos e do modelo Cam Clay. A primeira divulgação em língua portuguesa deve-se a Maranha das Neves (1975).

5 – COMPORTAMENTO FRICCIONAL DOS SOLOS

É hoje inquestionável que o comportamento resistente dos solos, areias ou argilas, quando normalmente consolidados (NC) ou *ligeiramente*⁶ sobreconsolidados (OC), é unicamente de natureza friccional (ver equação 3). Pode ainda acrescentar-se que os solos OC, no estado crítico, resistem igualmente apenas por mobilização de atrito. Na Figura 4 apresentam-se resultados dum ensaio corte em compressão triaxial muito lento (5,5 dias), de uma argila compactada saturada, ligeiramente OC.

⁴ No caso de ensaio de corte directo, isto é, em termos de tensão de corte τ , tensão normal efectiva σ' e índice de vazios, e , a linha dos estados críticos (LEC) é definida pelas duas equações, $\tau = \sigma' \tan \varphi_c'$ e $e = e_0 - C_c \log \sigma'$. Nesta última equação, e_0 representa o índice de vazios para uma tensão normal efectiva igual a 1kPa e C_c é o coeficiente de compressibilidade. No presente artigo designa-se o ângulo de resistência ao corte no estado crítico por φ_c' e não φ_{cv} , como indica o Eurocódigo 7.

⁵ O modelo Cam Clay, baseado na teoria dos estados críticos, está hoje amplamente consagrado não só nos seus fundamentos, como pela sua inclusão em programas comerciais para uso em análises numéricas de âmbito geotécnico. Se em muitos casos não se trata exactamente do OCC (“Original Cam Clay”, Schofield e Wroth, 1968), ou do MCC (“Modified Cam Clay”, Roscoe e Burland, 1968), são extensões destes modelos. Quando se diz geotécnico está-se a apontar para uma generalidade de aplicação que está muito para lá dos pressupostos estabelecidos para os solos neste artigo (solos não saturados, solos com anisotropia, rochas brandas etc.).

⁶ Mais à frente ver-se-á a razão do qualificativo ligeiramente.

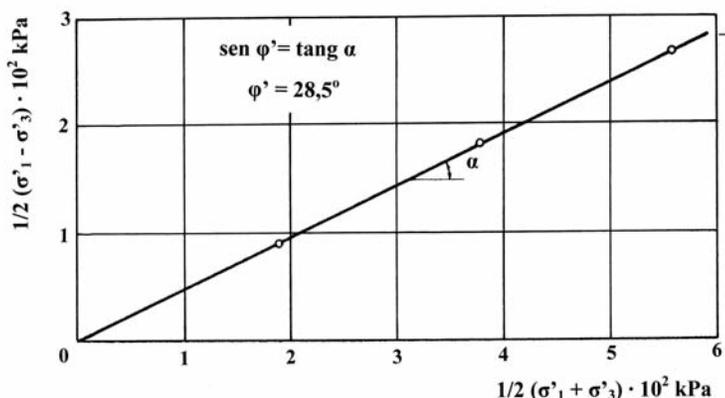


Fig. 4 – Resistência ao corte efectiva (φ') de uma argila compactada saturada, medida em ensaios de corte em compressão triaxial, com contra-pressão igual a 800 kPa, $\delta\varepsilon_1/\delta t = 0,32$ mm/hora e ε_1 no estado crítico $\approx 22\%$. Tensões de consolidação: 100, 200 e 300 kPa. Características das amostras: altura = 156 mm; diâmetro = 70mm. Características do solo: $w_L = 47,6$; $I_p = 26,5$; argila = 48%; $\gamma_d = 15,56$ kN/m³; $w = 19,2\%$ (Maranha das Neves, 1969).

Mas então porque surge tão frequentemente nos resultados dos ensaios de corte (directo ou em compressão triaxial) uma coesão efectiva, c' , contribuindo para a resistência ao corte do solo na rotura?

Adianta-se desde já que, quando os valores de c' são reduzidos (da ordem dos ± 3 kPa) resultam na maioria dos casos da precisão com que os resultados experimentais podem ser obtidos. Mas na realidade os solos obedecem à equação 3 e para tornar evidente que assim tem de ser torna-se necessário introduzir o conceito de dilatância.

6 – DILATÂNCIA

A dilatância traduz, num processo de aplicação de um incremento de tensão tangencial $\delta\tau$ com σ' constante, a relação entre o incremento de deformação volumétrica, $\delta\varepsilon_v$ e o incremento de deformação distorcional, $\delta\gamma$. O símbolo usado para a dilatância é ψ , pelo que, recorrendo ao círculo de Mohr das deformações, se pode escrever:

$$\text{tg } \psi = - (\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s) \quad (7)$$

Atendendo à convenção de sinais na Mecânica dos Solos, usa-se o sinal negativo na equação 7 para que uma dilatância positiva corresponda a um aumento de volume.

Foi Taylor (1948) quem em primeiro lugar equacionou a contribuição da dilatância para a resistência ao corte dos solos, tendo usado o termo “interlocking” para descrever essa contribuição.

Na Figura 5 pode ver-se o esquema apresentado por Taylor para um ensaio de corte directo (por comodidade de representação o esquema da Figura 5 parece sugerir que se trata de corte simples) bem como os respectivos resultados em termos de (τ, x) e (y, x) , onde $x = \gamma h_0$ e $y = -\varepsilon_v h_0$. Como h_0 , altura inicial da amostra e A , secção da amostra, são constantes, $\delta x = \delta\gamma$ e $\delta y = \delta\varepsilon_v$. Analisando os resultados verifica-se que o valor de τ passa por um pico (ponto F) que corresponde exactamente ao gradiente máximo da relação $(\delta\varepsilon_v/\delta\gamma)$, ou seja, ao máximo valor do ângulo de dilatância ψ .

Tendo por referência a Figura 5, pode ver-se como Taylor calculou o trabalho a fornecer à amostra para a levar à rotura por corte tendo em atenção o trabalho externo devido ao “interlocking” ou melhor, à dilatância. Deste modo, para a tensão de pico, ter-se-á:

$$\tau A \delta x - \sigma' A \delta y = \mu \sigma' A \delta x \quad (8)$$

onde os termos da esquerda representam o trabalho total de carregamento e o termo da direita o trabalho friccional. O símbolo μ representa o coeficiente de atrito. A equação (8) é, no caso de ensaio de corte em compressão triaxial, análoga a:

$$q \delta \epsilon_s + p' \delta \epsilon_v = M p' |\delta \epsilon_s| \quad (9)$$

(Schofield e Wroth, 1968), onde os invariantes q e p' são comparáveis com τ e σ' , respectivamente, $\delta \epsilon_s = \mathbb{1} (\delta \epsilon_1 - \delta \epsilon_3)$ com $\delta \epsilon_x$ e $\delta \epsilon_v = \delta \epsilon_1 + 2 \delta \epsilon_3$ com $-\delta \epsilon_y$. Tem-se assim que os valores de pico da resistência são determinados pela dilatância positiva (aumento de volume), a qual só é exibida pelos solos OC.

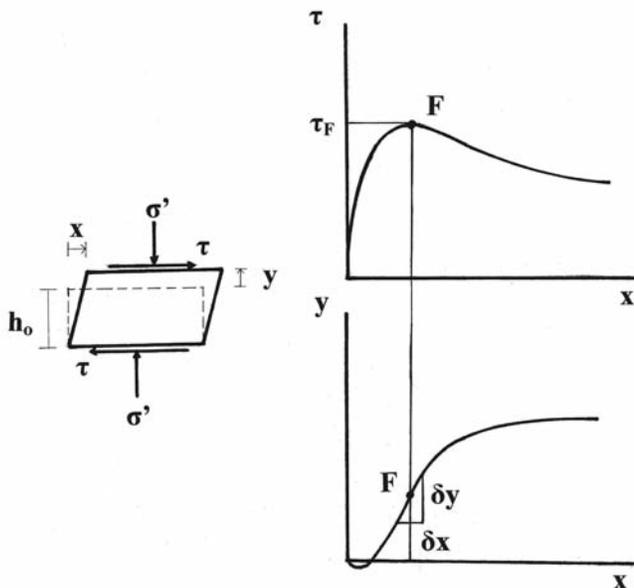


Fig. 5 – Evolução da resistência e da dilatância durante um ensaio de corte directo.

O fenómeno físico é fácil de entender com auxílio da Figura 6. Admite-se que o solo está a ser submetido a uma tensão tangencial, com a tensão normal efectiva constante (ensaio de corte directo drenado, por exemplo), e vê-se que o fenómeno da dilatância se manifesta de forma diferente consoante o solo é NC ou ligeiramente OC (contráctil na terminologia da MSEC) ou é OC (dilatante de acordo com a MSEC).

No primeiro caso, como o solo tem, forçosamente, de se dirigir para o estado crítico (de W para C), o seu volume diminui e deste modo, a resistência tem apenas origem no atrito. Como pode ver-se na parte direita da Figura 6 percebe-se que um solo NC ou ligeiramente OC (entre a LCN e a LEC), tendo um índice de vazios maior do que o correspondente ao estado crítico (ponto C), diminua o valor dos vazios quando “caminha” para aquele estado.

No segundo caso, como o solo tem igualmente de se dirigir para o estado crítico (agora de D para C), o seu volume aumenta, pelo que a resistência ao corte passa a ter duas origens: o atrito e a dilatância (fenómeno de “interlocking”).

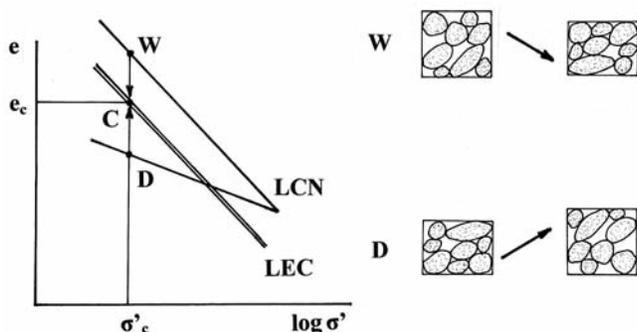


Fig. 6 – Dilatância (negativa) exibida por solos **W**- normalmente consolidados, (NC), ou ligeiramente sobreconsolidados; dilatância positiva que ocorre nos solos **D**- sobreconsolidados, (OC).

A parte direita da Figura 6 mostra, fisicamente, que um solo abaixo da LEC, tendo um índice de vazios menor do que o correspondente ao estado crítico (ponto C), tem de aumentar de volume quando “caminha” para aquele estado. Nesta situação a resistência ao corte que o solo exhibe tem uma componente devida ao atrito e outra devida à dilatância positiva.

Podem tirar-se desde já uma importante conclusão: os solos OC resistem por atrito e por comportamento dilatante (“interlocking”), ao passo que os solos NC ou ligeiramente OC⁷ só resistem por atrito. Analisar-se-á em seguida outro aspecto da contribuição da dilatância positiva para a resistência dos solos: a progressiva diminuição dessa contribuição à medida que as tensões se aproximam do estado crítico (rotura).

7 – COMPORTAMENTO DOS SOLOS OC ANTES DA ROTURA

Do exposto no ponto anterior percebe-se que o fenómeno da dilatância é fundamental na descrição do comportamento dos solos, sendo um conceito indissociável da MSEC. Como se viu anteriormente, a dilatância é nula nos estados críticos, pelo que a sua importância tem a ver com o comportamento dos solos OC antes da rotura, mais concretamente com os estados de tensão de pico (ver Figura 5).

Na Mecânica dos Solos clássica, essas tensões de pico são representadas através do conceito de coesão efectiva (ver Figura 7).

Como pode ver-se, para os solos OC, o critério de rotura (Mohr-Coulomb) é:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (1.\text{bis})$$

válido para $\sigma' \leq \sigma'_x$, sendo este último valor a chamada tensão de préconsolidação. Analisam-se seguidamente as importantes limitações deste critério.

Em primeiro lugar, como foi demonstrado por Hvorslev (1937), os resultados experimentais em solos OC não são representados pela equação de uma recta, tal como a equação (1). Em segundo lugar, ao contrário do que mostra a equação (1), verifica-se que c' se anula para baixos valores de σ' (prolongamento da linha AP, a traço interrompido, na Figura 7). Em terceiro lugar o critério é

⁷ Consideram-se solos ligeiramente OC aqueles cujo estado se situa entre a LCN e a LEC.

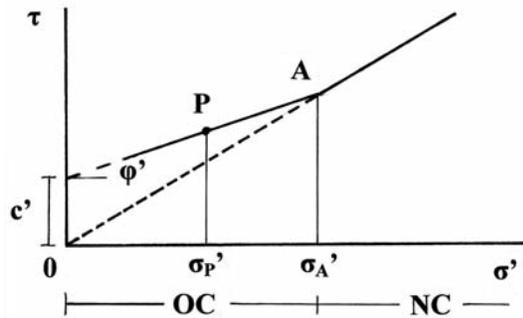


Fig. 7 – Tensões de pico em solos OC de acordo com a Mecânica dos Solos clássica.

omisso quanto à indicação de que, na rotura (estado crítico), não existe c' . Finalmente e em consequência da teoria dos estados críticos, só para valores de σ' duas a três vezes menores do que a tensão de préconsolidação (σ_A' na Figura 7) se obtêm valores de c' . A este último aspecto, tão importante, raramente é dado o devido relevo.

As razões de todas estas limitações radicam na utilização de um critério de rotura para os solos definido apenas num espaço de tensões. Este inconveniente só pode ser contornado através da introdução dum parâmetro relativo à deformação. É o caso do critério usado na MSEC, já exposto em 4, no qual a deformação tida em conta é a volumétrica. Por intermédio dele, não só se caracteriza a rotura, mas também, aspecto fundamental, os estados que a antecedem. Como se verá, a resistência não depende unicamente de σ' , mas sim da combinação de σ' com o índice de vazios (e).

A Figura 8 permite compreender melhor o critério associado à MSEC. Como já foi referido, os estados W, situados entre a LCN e a LEC, quando submetidos a uma tensão de corte, tal como pode ver-se no plano das tensões (τ, σ') representado na Figura 8, evoluem, com diminuição do índice de vazios (dilatância negativa), para W_c (estado crítico). Os estados W, correspondem a solos NC ou ligeiramente OC (também designados por solos contrácteis). Como pode ver-se não passam por qualquer tensão de corte de pico.

Já os estados D, representados no plano (e, σ') à esquerda da LEC (Figura 8), correspondem a solos OC (também designados por solos dilatantes). Quando submetidos a uma tensão de corte, tal como se pode ver no plano das tensões (τ, σ') representado na Figura 8, evoluem, com aumento do índice de vazios (dilatância positiva), para D_c (estado crítico). Verifica-se que a tensão de corte passa por um pico, D' , antes de atingir o estado crítico. De D a D' , como o comportamento é elástico⁸ e σ' é constante, não há variação de volume. Esta só ocorre entre D' e D_c , com um máximo em D' e uma variação nula em D_c (estado crítico).

Em resumo, ao contrário do que a Mecânica dos Solos clássica prevê, só para graus de sobreconsolidação superiores a um dado limiar (que tem a ver com os estados críticos) é que se verifica ocorrência de dilatância positiva (geradora de tensões de pico), as quais ocorrem antes de atingidos os estados críticos (rotura). Quando se manifesta, a dilatância positiva contribui para a resistência do solo.

⁸ Como é sabido os solos, enquanto sobreconsolidados, têm um comportamento elástico não linear. Assim, ao aplicar-se uma tensão deviatória, mantendo-se a tensão normal efectiva constante, o solo só sofre distorção, não exibindo deformações volumétricas. Ao verificar-se a primeira cedência, a caminho do estado crítico, o comportamento passa a ser elastoplástico, com as correspondentes deformações volumétricas. Ou, analiticamente, como o comportamento é não drenado, $\delta e_v = 0$. E como $\delta p' = (-p' \delta e_v)/\kappa$, ter-se-á $\delta p' = 0$, logo $p' =$ constante.

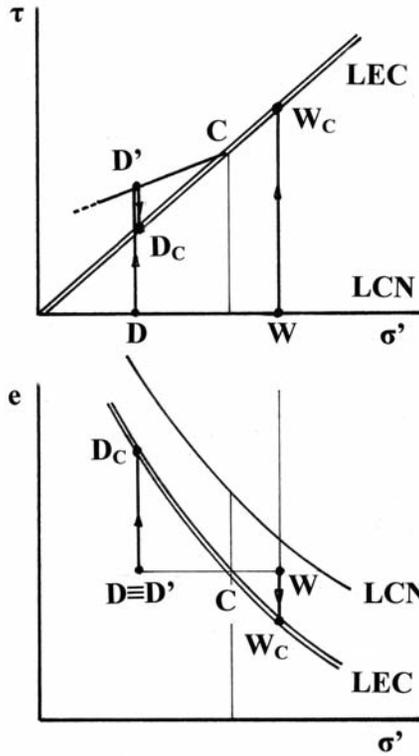


Fig. 8 – De acordo com a MSEC os estados ligeiramente OC exibem dilatância negativa, logo não ocorrem estados de tensão de pico.

Na Figura 9 está evidenciada a contribuição da dilatância para a resistência de pico, bem como a sua natureza transitória. Com a aproximação da rotura, os incrementos de deformação volumétrica, $\delta\varepsilon_v$, vão tender para zero e a resistência ao corte diminui para o valor correspondente ao estado crítico (dilatância nula).

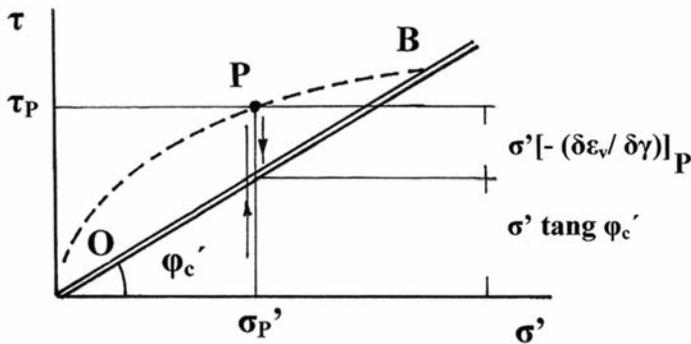


Fig. 9 – A resistência de pico σ_p tem duas origens diferentes: uma de natureza friccional, $\sigma' \tan \varphi_c'$, e outra devida à dilatância, $\sigma'[-(\delta\varepsilon_v/\delta\gamma)]_P$.

8 – REPRESENTAÇÃO DOS ESTADOS DE PICO NOS SOLOS COM BASE NA DILATÂNCIA

Expostas as diferenças fundamentais entre as explicações clássicas das resistências de pico com base na coesão efectiva e as da MSEC assentes no conceito de dilatância, torna-se necessário abordar a questão da sua representação neste último caso.

Na Figura 10, que se refere a um ensaio de corte directo, estão representados dois estados OC, A_p e B_p , com diferentes índices de vazios. No plano das resistências, a equação que descreve o consequente comportamento (resistência de pico), é:

$$\tau = c'_{pe} + \sigma'_p \operatorname{tg} \varphi'_p \quad (10)$$

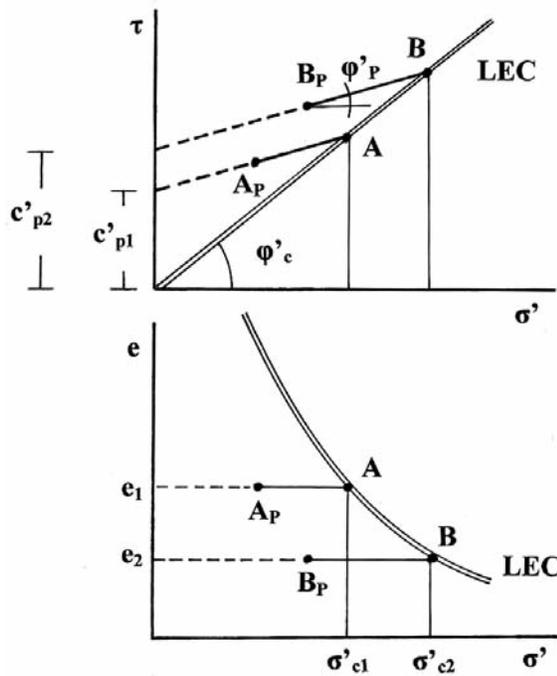


Fig. 10 – Representação dos estados de pico com base na dilatância e na MSEC (ensaio de corte directo).

Verifica-se que $\varphi'_p < \varphi'_c$. As rectas a traço interrompido que podem ver-se na Figura 10 indicam que, como se verifica experimentalmente, para baixos valores da tensão normal efectiva, a equação (10) não é válida. Isto significa que c'_{pe} não é a resistência ao corte para $\sigma' = 0$ (que é a definição da chamada coesão efectiva), sendo apenas um parâmetro para definir a equação de Mohr-Coulomb aplicável aos solos OC num determinado domínio das tensões σ' .

Chama-se mais uma vez a atenção para o facto de os estados OC geradores de resistências de pico terem como referência a LEC e não a LCN, como pode inferir-se da Mecânica dos Solos clássica. Dito de outro modo, só se verificam resistências de pico para tensões σ' inferiores à tensão equivalente no estado crítico. Essa tensão equivalente é definida como a tensão no estado crítico com o mesmo índice de vazios, como é o caso das tensões σ'_c na Figura 10.

A Figura 11 mostra uma das possibilidades de representar as resistências de pico no caso de um ensaio de corte em compressão triaxial, sendo agora aplicável a equação:

$$q_p = G_{pv} + H_p p'_p \quad (11)$$

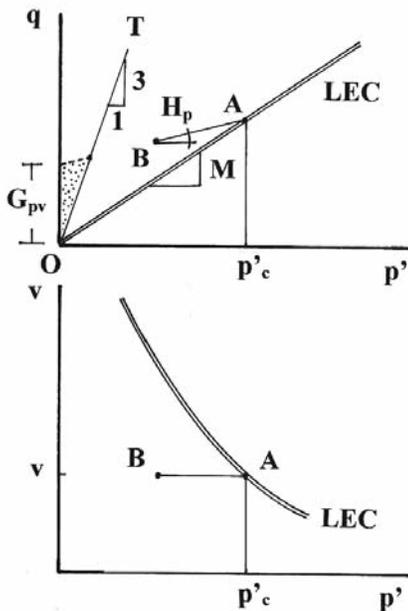


Fig. 11 – Representação dos estados de pico com base na dilatância e na MSEC (ensaio de corte em compressão triaxial) e determinação (no plano v, p') da pressão equivalente no estado crítico, p'_c .

onde H_p é o gradiente da recta representativa dos estados de pico correspondentes ao volume específico em causa e G_{pv} a intersecção no eixo dos q (e não uma tensão de pico para $p' = 0$). OT é a linha limite dos estados correspondentes a tensões efectivas principais de compressão (“tension cut-off” na literatura anglo-saxónica). As considerações atrás expostas a propósito da equação (11), são também aplicáveis neste caso.

9 – AS DEFORMAÇÕES LOCALIZADAS NOS SOLOS OC

Embora não seja o objectivo deste trabalho desenvolver a problemática da localização das deformações no caso dos solos OC (ver Figura 12), é interessante tecer algumas considerações sobre a aplicabilidade dos conceitos da MSEC a este fenómeno. Na realidade um aspecto relevante na deformação dos solos OC é o aparecimento de marcadas discontinuidades ou superfícies de deslizamento.

De facto não são superfícies, pois não teriam espessura, mas regiões de reduzida espessura onde se instalam elevadas deformações distorcionais num material que se vai comportar como essencialmente rígido em ambos os lados das zonas de deslizamento consideradas. Nos solos, estas regiões podem ter uma espessura correspondente apenas à dimensão de algumas partículas, mas é uma espessura finita. Pode então o solo, nessa zona, variar de volume. Assim, logo que se forma

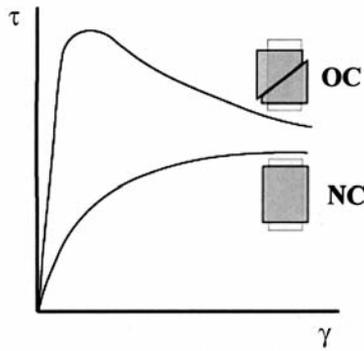


Fig. 12 – Localização das deformações nos solos OC.

uma “superfície” de deslizamento, o solo deixa de ser homogêneo e as deformações volumétricas e distorcionais são marcadamente não uniformes.

Nos solos OC, como o comportamento é dilatante, vai ocorrer aumento de volume na região de deslizamento, com a correspondente diminuição da resistência. Daí resulta uma localização da distorção. Mas no caso de um solo NC ou ligeiramente OC, sendo contráctil, ocorrerá diminuição de volume durante a deformação distorcional, pelo que a resistência aumentará. Assim, se ocorrer qualquer deformação não homogênea, nas regiões de maior deformação o material torna-se mais resistente do que o material envolvente pelo que nunca se desenvolverá localização.

Vê-se assim que a aplicação dos conceitos da MSEC é extensível às regiões tão singulares como são as “superfícies” de deslizamento (Schofield & Wroth, 1968). Do ponto de vista da verificação experimental do comportamento microestrutural naquelas zonas os resultados são de molde a confirmar o comportamento descrito (Oda et al., 2005).

10 – COMPORTAMENTO NÃO DRENADO

Até aqui tem-se vindo a tratar de solos com comportamento drenado. Mas é importante referir igualmente o comportamento não drenado. Para evitar a complexidade da medição e previsão das variações da pressão intersticial da água, recorre-se muitas vezes à resistência não drenada no quadro de uma análise em tensões totais na qual o diferente comportamento das fases líquida e sólida são tratados em conjunto.

Ora sendo a abordagem em termos de tensões totais, não faz sentido qualquer referência à coesão efectiva. Mas sendo frequente a referência, nestas circunstâncias, a um solo com comportamento puramente coesivo, tecem-se algumas considerações sobre a explicação da resposta não drenada dos solos em termos da MSEC.

Na Figura 13 pode ver-se como a constância de volume específico, devida ao comportamento não drenado, determina que a resistência seja apenas função desse mesmo volume específico.

Para os solos NC ou ligeiramente OC, verifica-se que, numa primeira fase da aplicação de q , como já se mostrou em 7, o comportamento é elástico, logo não há variação de volume nem, consequentemente, variação de p' . Ao atingir-se a primeira cedência (ponto Y), tenderiam a ocorrer variações de volume, mas, como o material não exhibe drenagem, ocorrem as correspondentes variações (aumento) da pressão na água, logo variações de p' , como pode verificar-se na Figura 13.

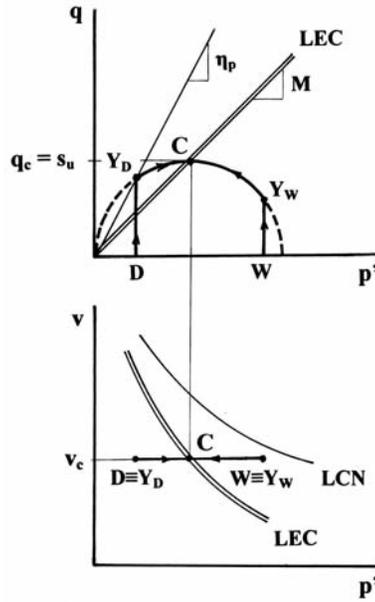


Fig. 13 – Resistência de um solo com comportamento não drenado ($\eta_p = q_p/p'_p$).

Raciocínio semelhante se pode fazer relativamente aos solos OC, iniciando-se a variação de volume ao atingir-se a cedência na tensão de pico. Sendo o comportamento dilatante, a pressão intersticial da água vai diminuir a partir daí.

Quer o solo seja NC ou ligeiramente OC (contráctil, ponto W), ou OC (dilatante, ponto D), a resistência à rotura ($q_c = s_u$) é a mesma se tiverem o mesmo volume específico. Em C o solo exibe um escoamento plástico, não drenado, dissipando-se o trabalho por atrito interno e não por ligações coesivas ou adesivas entre as partículas do solo remoldado (Schofield, 2006). O comportamento é, portanto, friccional, podendo ocorrer no caso de solos OC, antes da rotura, uma contribuição da dilatância para a resistência.

Não há assim qualquer coesão pelo que não faz sentido falar, como se verifica frequentemente, de um solo puramente coesivo.

11 – ESCOLHA DE PARÂMETROS DE PROJECTO NO CASO DE SOLOS OC

Aborda-se seguidamente de forma breve, visto não ser o objectivo principal do presente artigo, a questão dos parâmetros de resistência a adoptar no projecto no caso de solos OC. Tendo em consideração o que se tem vindo a expor, esses parâmetros, para um comportamento drenado, são o ângulo de resistência ao corte, φ' ,⁹ e o ângulo de dilatância, ψ .

Num cálculo plástico há que assegurar que o trabalho realizado pelas forças que geram o escoamento plástico é dissipado pelos mecanismos de rotura. Isso acontece de forma estável nos solos

⁹ Como é sabido $M = (6 \sin \varphi') / (3 - \sin \varphi')$ para a situação de corte triaxial com deformação axial de encurtamento.

com comportamento contráctil (NC ou ligeiramente OC). No caso dos solos OC, o trabalho requerido pela dilatação positiva não é dissipado da mesma forma. Pode ser armazenado ou transmitido de uma zona dilatante para outra parte da estrutura, num processo caracterizado por instabilidade.

Trata-se de processos de rotura bem diferentes, mas em ambos os casos a dissipação do trabalho é de natureza friccional pelo que nos cálculos plásticos só deve ser usada a resistência friccional no estado crítico.

Assim, na escolha dos parâmetros resistentes, optando por uma abordagem conservadora ter-se-á:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_c \quad (12)$$

Neste caso, o valor de φ'_c (o ângulo de resistência ao corte no estado crítico) deve ser quantificado através de ensaios de corte em compressão triaxial efectuados com material saturado. No caso de argilas o solo deve ser remoldado.

Pretendendo-se usar a resistência de pico, será:

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_{\max} = \sigma' \operatorname{tg} (\varphi'_c + \psi) \quad (13)$$

tal com está representado na Figura 9. O valor de φ'_{\max} deve também ser medido através da realização de ensaios de corte em compressão triaxial efectuados com material saturado. No caso de solos argilosos devem usar-se amostras indeformadas. No entanto, é muito importante sublinhar-se que só se deverá recorrer à resistência de pico quando for possível assegurar que o maciço constituído pelo solo em causa não sofreu, nem sofrerá, rotura¹⁰.

12 – OS EFEITOS DA SUCCÃO

Mas se não há coesão efectiva como é que surgem taludes verticais ou quase verticais em maciços de solos (argilas e areias)? Como é bem sabido trata-se de efeitos de sucção gerada por fenómenos de capilaridade que determinam pressões na água intersticial inferiores à pressão atmosférica. Este efeito vai traduzir-se pela geração interna de tensões efectivas. O seu efeito é frequentemente designado por coesão aparente, visto que se o solo for submerso, o efeito desaparece. A própria sucção depende muito das condições meteorológicas, em particular da humidade relativa. É como se se estabelecessem ligações entre partículas que obviamente desaparecem quando o maciço fica submerso ou a humidade relativa nos poros atinge valores próximos dos 100%. É por isso uma coesão efectiva aparente.

13 – O PAPEL DA MINERALOGIA DAS ARGILAS E DA QUÍMICA COLOIDAL NA QUANTIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS ARGILOSOS

Pretende-se referir principalmente o papel das forças entre partículas de dimensões inferiores a 1 μm , tema tão desenvolvido nos livros de Mecânica dos Solos, sobretudo nas décadas 50-80 do

¹⁰Como é natural estas considerações podem influenciar, em cada uma das situações descritas, a quantificação do valor característico dos parâmetros de resistência dos solos.

século passado. Livros tão conhecidos e apreciados como por exemplo os de Scott (1965) ou de Lambe e Whitman (1979) tratam deste assunto desenvolvidamente. Mas em publicações mais recentes tal já não sucede e, sobretudo nas que apresentam a MSEC, a questão da mineralogia das partículas e das forças entre partículas devidas a ligações resultantes da química de superfície, nem sequer é abordada (Schofield e Wroth, 1968; Bolton, 1979; Wood, 1990; Atkinson, 1993).

É interessante referir que já em 1979, Lambe e Whitman reconheciam que “...os princípios da química coloidal têm dado uma ajuda quantitativamente reduzida para o estudo do comportamento das argilas”. Mais adequadamente, a nosso ver, trata-se antes de uma reduzida ajuda para o estudo quantitativo do comportamento das argilas.

Nos problemas da Geotecnia para Engenharia Civil as forças entre as partículas devidas à acção da gravidade dominam o comportamento dos solos em comparação com as forças de interacção entre partículas. A Figura 14 permite compreender melhor esta afirmação. A Figura 14 a) diz respeito a uma suspensão aquosa de partículas de solo com dimensão argila. As forças interparticulares, dependentes em larga medida, em sinal e grandeza, da distância entre as partículas, são superiores às forças devidas à gravidade. Pode mesmo acontecer que as partículas não sedimentem, antes se desloquem de acordo com movimentos Brownianos (aleatórios) constituindo assim um colóide. A Figura 14 b), relativa a um terreno (argiloso), mostra como uma partícula está submetida ao peso de todas as que se sobrepõem, o qual origina forças muitíssimo superiores às de atracção/repulsão devidas a fenómenos de superfície. Acontece ainda que em geral, para os depósitos mais superficiais (onde as forças resultantes do efeito da gravidade, em resultado das camadas sobrejacentes, são menores), é razoável admitir que as forças de interacção entre partículas não possam dar origem a qualquer coesão no terreno. Eis pois os motivos pelos quais as forças resultantes da interacção entre partículas não são determinantes no comportamento resistente dos solos.

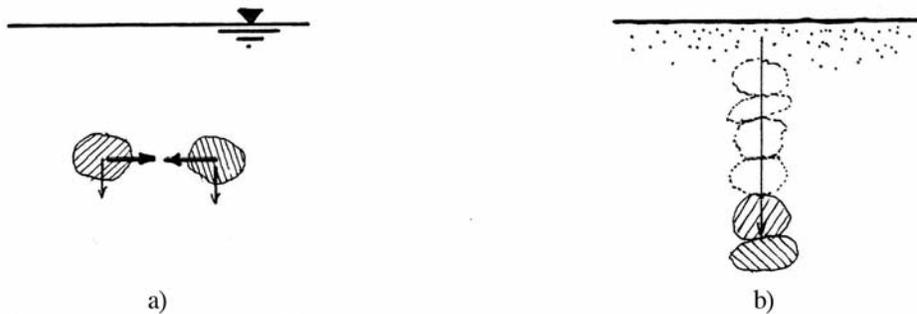


Fig. 14 – Partículas de solo com dimensão argila. a) numa suspensão aquosa ; b) no terreno.

Há no entanto algumas situações, na Engenharia Civil Geotécnica, nas quais as referidas forças resultantes da atracção/repulsão entre as partículas têm um papel relevante. É o caso, por exemplo, dos fenómenos de auto-filtragem e de erosão tubular (“piping”).

O primeiro exemplo está representado no esquema da Figura 15. As partículas são retidas por efeito de arco para o que contribuem as forças de interacção entre as partículas. Este efeito só pode acontecer se o estado de tensão efectiva for relativamente baixo, ou seja, se o gradiente hidráulico for reduzido. Se este aumentar o suficiente, dá-se a extrusão do solo argiloso através do poro, tal como se verifica nos ensaios preconizados por Wolski et al. (1970) com vista ao dimensionamento de filtros para solos argilosos de núcleos de barragens.

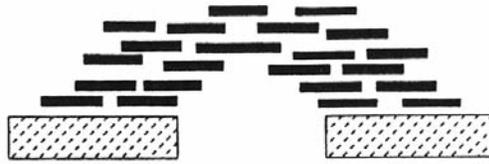


Fig. 15 – As partículas de um solo argiloso são retidas mesmo que tenham menor dimensão que o poro devido a um efeito de arco (Santamarina, 2001).

No caso de erosão tubular, as partículas localizadas na parede do “tubo” só podem ser aí mantidas por forças de interação entre partículas visto que o solo está saturado e a tensão efectiva aplicada na parede é nula. Se as tensões tangenciais introduzidas pelo movimento da água forem superiores às forças de atracção entre as partículas, estas são arrastadas, isto é, ocorre erosão.

A justificação microestrutural destes fenómenos não permite no entanto o estabelecimento de equações de equilíbrio com vista á verificação de estados limites últimos.

14 – COESÃO EFECTIVA, LIMITES DE CONSISTÊNCIA E A MSEC

Quer isto significar que os limites de consistência, tão usados na Mecânica dos Solos clássica e tão dependentes da mineralogia e da química de superfície, são desprovidos de interesse? Claro que não. Mas nada têm a ver com coesão efectiva e é ainda a MSEC que explica racionalmente estes ensaios, mostrando até como podem servir para quantificar parâmetros de resistência (resistência ao corte não drenado, s_u) ou de deformabilidade (λ , ou C_s) de solos remexidos, (Schofield e Wroth, 1968; Wood, 1990).

Como é sabido, no ensaio para determinação do limite de liquidez, adiciona-se água ao solo de tal modo que, remexendo-o, se forma uma pasta de consistência muito mole. Verifica-se que, continuando a remexer, há uma progressiva secagem do solo, tornando-se o material mais resistente.

Na realidade, desenvolve-se tensão superficial na superfície molhada do solo que tem como consequência a instalação de uma pressão negativa na água da fase líquida, logo um aumento da tensão efectiva (fenómeno já referido em 12). Tal tensão vai comprimindo o solo à medida que a água se evapora. Acontece ainda, facto muito importante, que por estar a ser continuamente remexido, o solo permanece no estado crítico. Assim ter-se-á sempre:

$$q = M p' \quad (3.bis)$$

e

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4.bis)$$

A resistência medida no ensaio constitui assim uma medida indirecta do aumento da tensão média efectiva que ocorreu durante a secagem da amostra. E o limite de liquidez, w_L , passou assim a ser o teor em água para o qual o solo tem uma resistência padrão.

De acordo com Wood (1985, 1990), o valor de s_u de um solo com teor em água igual ao limite de liquidez pode considerar-se igual a 2 kPa. Com teor em água igual ao limite de plasticidade, w_p , o solo exibirá um valor de s_u sensivelmente igual a 200 kPa. Atendendo às equações 3 e 4, mostra-se que:

$$\lambda \approx 0,6 (w_L - w_p) \approx 0,6 I_p \quad (14)$$

sendo I_p o índice de plasticidade.

Mais uma vez a coesão efectiva nada tem a ver com o comportamento dos solos argilosos na determinação dos limites de consistência, exibindo o material apenas atrito interno, tal como é explicado em 10 a propósito do comportamento não drenado.

15 – CONCLUSÕES

Pretendeu-se mostrar que o uso do conceito de coesão efectiva é uma fonte de confusão na Mecânica dos Solos, pois não só dá indicações erradas quanto ao modo como os solos resistem às tensões deviatóricas, como origina nomenclaturas para os solos que não ajudam a clarificar esta questão. A este propósito Santamarina (1997) chega a referir-se ao termo “solo coesivo” como um perigoso oxímoro.¹¹

Face ao atrás exposto pode concluir-se o seguinte:

- a) A coesão efectiva não explica de modo capaz o comportamento resistente dos solos argilosos OC;
- b) Existem resistências de pico (para deformações distorcionais normalmente muito inferiores às correspondentes ao estado crítico) que só são explicáveis com base no fenómeno da dilatação, o qual se manifesta assim antes da rotura;
- c) Deste modo, um critério de rotura aplicável aos solos não pode ser definido apenas num espaço de tensões (caso dos critérios de Mohr-Coulomb e de Tresca, por exemplo);
- d) A interpretação do comportamento associado às resistências de pico dos solos OC deve basear-se na combinação:

atrito + dilatação,

e não na combinação

atrito + coesão efectiva;
- e) O modelo baseado na coesão efectiva pode ter consequências práticas indesejáveis no domínio do projecto quando estão envolvidos solos OC;
- f) O conceito de coesão efectiva (adesão entre partículas) não deve ser usado nos conceitos básicos da mecânica aplicável ao comportamento dos solos;
- g) Atendendo à capacidade de descrever mais adequadamente o comportamento dos solos do ponto de vista da resistência e da deformabilidade, deve recorrer-se, no ensino e na prática, à MSEC;
- h) No contexto do comportamento mecânico dos solos não devem ser usados os termos “solos coesivos” e “puramente coesivos” bem como, por maioria de razão, o termo “solos não coesivos”. Tão pouco se deve recorrer ao termo “solos puramente friccionais” (ou puramente atríticos, como também são por vezes designados) pois, como é evidente, se trata de uma redundância;
- j) O termo “solo puramente coesivo” não deve ser usado pois qualquer solo com um comportamento não drenado (por baixa permeabilidade, por rapidez de aplicação da acção ou por

¹¹ Aproximação de duas palavras ou de duas expressões que se excluem mutuamente dum ponto de vista puramente lógico; expressão de um paradoxo.

condição de fronteira) tem uma resposta caracterizada por uma resistência apenas dependente do volume específico (como a resposta ao corte é independente de p' , a rotura parece ser descrita pelo critério de Tresca e daí o nome puramente coesivo, o que não corresponde à realidade, já que o comportamento é friccional);

- j) Os termos referidos nas duas alíneas anteriores introduzem confusão de conceitos no ensino e enviesam a prática da engenharia civil geotécnica ao estabelecerem uma permanente ligação com um modelo de comportamento microestrutural não adequado.
- k) Devem usar-se os termos “argilas” (solos argilosos) em vez de solos coesivos e “areias” (solos arenosos), em vez de solos não coesivos.
- l) De acordo com a MSEC, o modelo básico de comportamento resistente é o mesmo para as argilas e para as areias, tratando apenas de solos (recorde-se que nas abordagens clássicas a resposta ao corte das areias e das argilas é normalmente tratada em separado);
- m) O que realmente marca a diferença de comportamento resistente entre argilas e areias tem apenas a ver com o tempo, isto é, a possibilidade de exhibir (ou não), de imediato, um comportamento drenado (ou não drenado). Ou como, em situações intermédias, as tensões efectivas, logo a resistência, evoluem no tempo;
- n) Mesmo que o solo tenha alguma cimentação inicial, a compatibilidade das deformações e a rotura progressiva (entre a resistência de pico e o estado crítico) fazem com que, dadas as grandes deformações correspondentes ao estado crítico, se possam usar, ao analisar a capacidade resistente, os parâmetros de resistência correspondentes àquele estado. Dada a fragilidade das ligações devidas a esta cimentação, só o atrito está presente no estado crítico.

16 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Atkinson, J. (1993), “*An introduction to the mechanics of soils and foundations*”, McGraw-Hill, London.
- Barnes, G. E. (2000), “*Soil mechanics. Principles and practice*”, Palgrave, New York.
- Bolton, M. (1979), “*A guide to soil mechanics*”, Mcmillan Education Ltd, UK.
- Harr, M. E. (1977), “*Mechanics of particulate media. A probabilistic approach*”, McGraw-Hill, New York.
- Hvorslev, M. J. (1937), “*Über die Festigkeitseigenschaften Gestörter Bindiger Böden*”, Kopenhagen, in *Critical States Soil Mechanics* (1968), A. N. Schofield & P. Wroth, McGraw-Hill Book Company, London, pp 209-215.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979), “*Soil Mechanics, SI Version*”, John Wiley & Sons, New York,
- Lancellotta, R. (1995), “*Geotechnical Engineering*”, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Maranha das Neves, E. (1969), “*Influência das tensões neutras negativas no comportamento dos solos compactados saturados*”. Tese para Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Maranha das Neves, E. (1975), “*Os estados críticos e a utilização dos modelos elastoplásticos e rígido-plásticos*”, Curso de Especialização 110-2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Parte II, pp 75-167.

- Oda, M.; Takemura, T.; Takashi, M. (2005), *Discussion on "Microstructure in shear band observed by microfocus X-ray computed tomography"*, *Géotechnique*, vol. 55, n° 4, pp 333-335.
- Rocha, Manuel (1973), *"Mecânica das rochas"*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Roscoe, K. H; Schofield, A. N. (1963), *"Mechanical behaviour of an idealised "Wet Clay"*, Proc. 2nd European Conf. Soil Mech., pp 47-54.
- Roscoe, K. H; Burland, J. B. (1968), *"On the generalized stress-strain behaviour of "wet clays" "*, Engineering Plasticity, Cambridge University Press.
- Roscoe, K. H.; Schofield, A. N.; Wroth, P. (1958), *"On the yielding of soils"*, *Géotechnique*, vol. 8, n° 1, March, pp 22-53.
- Santamarina, J. C. (1997), *"Cohesive soil: a dangerous oxymoron"*. Página consultada em Janeiro de 2007. <<http://www.ejge.com/iGEM/oxymoron/Dangeoxi.htm>>
- Santamarina, J. C. (2001), *"Soils and waves"*, John Wiley & Sons, Lda, New York.
- Schofield, A. N. (2006), *"Interlocking, and peak and design strengths"*, *Géotechnique*, vol. 56, n° 5, May, pp 357-358.
- Schofield, A. N.; Wroth, P. (1968), *"Critical state soil mechanics"*, McGraw-Hill Pub. Comp. Ld., England.
- Scott, R. F. (1965), *"Principles of Soil Mechanics"*, Addison-Wesley Publishing Company, Inc., Reading, Massachusetts.
- Taylor, D. W. (1948), *"Fundamentals of soil mechanics"*, John Wiley & Sons, Lda, New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R. (1967), *"Soil mechanics in engineering practice"*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Wolski, W.; Fustenberg, A.; Mioduszewski, W.; Recezok, J. (1970), *"Protection against piping of dam cores of flysch origin cohesive soils"*, Proceedings of the 10th ICOLD, Montreal, vol. I, pp 575-585.
- Wood, D. M. (1985), *"Some fall-cone tests"*, *Géotechnique*, vol. 35, n°1, March, pp 8-64.
- Wood, D. M. (1990), *"Soil behaviour and critical state soil mechanics"*, Cambridge University Press.

VARIÁVEIS-CHAVE NO CONTROLE DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DE MISTURAS SOLO-CIMENTO

Key-parameters for the strength control of soil-cement mixtures

Diego Foppa*

Lucas Festugato**

Nilo Cesar Consoli***

Karla Salvagni Heineck****

António Viana da Fonseca*****

RESUMO – Frequentemente, a utilização de técnicas tradicionais da engenharia geotécnica depara-se com obstáculos de caráter econômico e ambiental. A técnica do solo-cimento torna-se atrativa quando o melhoramento das propriedades do solo do local constitui-se numa alternativa de projeto. A técnica de tratamento de solos com cimento encontra aplicação, por exemplo, na construção de bases para plataformas rodo e ferroviárias, na proteção de taludes em barragens de terra e como camada de suporte para fundações superficiais. Entretanto, ainda não existem metodologias racionais de dosagem e projeto das misturas de solo-cimento baseadas em critérios racionais como existe, por exemplo, para o concreto, onde a relação água/cimento desempenha papel fundamental na obtenção da resistência desejada. Nesse sentido, este estudo objetiva quantificar a influência da quantidade de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem, sobre a resistência mecânica de misturas solo-cimento e avaliar a adequação do uso das relações água/cimento e vazios/cimento na estimativa da sua resistência à compressão simples. Para isso foram realizados ensaios de compressão simples e medidas de sucção matricial. Os resultados mostram que a resistência à compressão simples cresceu linearmente com o aumento da quantidade de cimento e exponencialmente com a redução na porosidade da mistura compactada. Além disso, a variação do teor de umidade de moldagem afetou significativamente a resistência à compressão simples em misturas compactadas num mesmo peso específico aparente seco. Verificou-se que, para o solo-cimento no estado não-saturado (estado em que normalmente se encontram os aterros compactados), a relação água/cimento não é um bom parâmetro para estimativa da resistência à compressão simples. Ao contrário, a relação vazios/cimento, definida pela razão entre a porosidade da mistura compactada e o teor volumétrico de cimento, ajustado por um expoente, demonstrou ser o parâmetro mais adequado na estimativa da resistência à compressão simples do solo-cimento estudado.

ABSTRACT – Often, the use of traditional techniques in geotechnical engineering faces obstacles of economical and environmental nature. The soil-cement technique becomes attractive when the improvement of the local soil is a project alternative. The treatment of soils with cement finds application, for instance, in the construction of pavement and railroad base layers, in slope protection of earth dams and as a support layer for shallow foundations. However, there is no dosage methodologies based on a rational criteria, as it exists in the case of the concrete technology, where the water/cement ratio plays a fundamental role in the assessment of the target strength. In that sense, this study aims to quantify the influence of the amount of cement, the porosity and the moisture content on

* Doutorando em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

** Mestrando em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

*** Professor, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. E-mail: consoli@ufrgs.br

**** Professora, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

***** Professor, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal. E-mail: viana@fe.up.pt

the strength of a sandy soil artificially cemented, as well as to evaluate the use of a water/cement ratio and a voids/cement ratio to assess its unconfined compression strength. A number of unconfined compression tests and measures of matric suction were carried out. The results show that the unconfined compression strength increased linearly with the increase of the amount of cement and exponentially with the reduction in the porosity of the compacted mixture. Besides, the change in moisture content has remarkably affected the unconfined compression strength of mixtures compacted in a same dry density. It was verified that, for the soil-cement in the unsaturated state (state usually met by compacted fills), the water/cement ratio is not a good parameter for assessment of unconfined compression strength. In the other hand, the voids/cement ratio, defined by the reason between the porosity of the compacted mixture and the volumetric cement content, adjusted by an exponent, demonstrated to be the most appropriate parameter in the assessment of unconfined compression strength of the studied soil-cement.

PALAVRAS CHAVE – Misturas solo-cimento, relação água/cimento, relação vazios/cimento, ensaios de compressão simples.

1 – INTRODUÇÃO

A utilização de técnicas tradicionais da engenharia geotécnica, muitas vezes, esbarra em dificuldades impostas por custos elevados ou por limitações de caráter ambiental. A utilização de bases granulares para rodovias ou ferrovias, por exemplo, torna-se inviável quando a jazida está muito distante do local da obra, pelos elevados custos e danos ambientais associados. Outro exemplo é a execução de fundações em terrenos de baixa capacidade de suporte, onde a utilização de fundações profundas e os custos associados a essa solução podem tornar-se incompatíveis com a dimensão do empreendimento, como no caso de conjuntos habitacionais de baixo custo.

Nesses casos, uma alternativa disponível é o melhoramento das propriedades do solo do local através da adição de cimento Portland. A técnica de tratamento de solos com cimento vem sendo empregada com sucesso, por exemplo, na construção de bases para pavimentos, na proteção de taludes em barragens de terra e canais, para execução de camadas de apoio para fundações superficiais, para contenção em escavações, na prevenção de liquefação em areias (Ingles e Metcalf, 1972; Dupas e Pecker, 1979; Thomé *et al.*, 2005).

Entretanto, apesar das diversas aplicações, ainda não existem metodologias de dosagem das misturas de solo-cimento baseadas em critérios mais racionais como existe, por exemplo, para o concreto, onde a relação água/cimento desempenha papel fundamental na obtenção da resistência desejada. Atualmente o procedimento de dosagem do solo-cimento é feito através de uma bateria de ensaios laboratoriais que buscam obter o teor mínimo de cimento que se deve adicionar para a obtenção das propriedades (resistência e durabilidade) requeridas. Uma possível explicação para tal fato é que solos cimentados exibem um comportamento mecânico complexo, influenciado por diversos fatores, dentre os quais destacam-se as propriedades físico-químicas do solo, o tipo e quantidade de agente cimentante, a porosidade e o teor de umidade na qual a mistura é compactada. (Clough *et al.*, 1981; Rotta *et al.*, 2003, Consoli *et al.*, 2000, 2001, 2003, 2006).

Nesse sentido, este estudo tem por objetivo quantificar a influência do teor de cimento, da porosidade da mistura compactada e do teor de umidade de moldagem sobre a resistência de misturas solo-cimento e verificar a validade do uso das relações água/cimento e vazios/cimento na estimativa da sua resistência à compressão simples.

O presente estudo, ao identificar e quantificar as variáveis mais importantes no controle da resistência de misturas solo-cimento, fornecerá subsídios para que, a partir da manipulação adequada de tais variáveis por meio da dosagem, se possa atingir de forma objetiva e com maior confiabilidade as propriedades requeridas.

2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental, em síntese, foi dividido e executado em duas etapas. Na primeira, foram realizados os ensaios de caracterização física do solo e do cimento utilizados. A segunda, consistiu na realização de uma bateria de ensaios de compressão simples sobre os pontos de moldagem pré-estabelecidos de acordo com o programa de ensaios detalhado no item 2.3. Além disso, foram feitas medidas de sucção matricial em amostras de interesse.

2.1 – Materiais

Foi utilizado um solo residual de arenito da denominada Formação Botucatu. A jazida de onde foi coletada a amostra, situa-se às margens da rodovia estadual RS-240, na região metropolitana de Porto Alegre, Brasil. A amostra foi coletada remexida, mediante escavação com ferramenta manual, em quantidade suficiente para a realização de todos os ensaios previstos. O solo assim amostrado foi armazenado e transportado em tonéis plásticos adequadamente vedados. Durante a coleta, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar sua contaminação.

O solo residual de arenito Botucatu pode ser classificado como uma areia fina siltosa, não uniforme (NBR 6502/95 – ABNT, 1995). As frações e curva granulométrica, bem como os demais resultados obtidos dos ensaios de caracterização, estão sumarizados na Tabela 1 e na Figura 1.

Tabela 1 – Propriedades físicas da amostra de solo.

PROPRIEDADES	VALORES
Limite de Liquidez	23%
Limite de Plasticidade	13%
Índice de Plasticidade	10%
Densidade Real dos Grãos	2,64
% de Areia Média ($0,2 < \phi < 0,6$ mm)	16,2%
% de Areia Fina ($0,06 < \phi < 0,2$ mm)	45,4%
% de Silte ($0,002 < \phi < 0,06$ mm)	33,4%
% de Argila ($\phi < 0,002$ mm)	5,0%
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,0032 mm
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	50

Os resultados dos ensaios de compactação da amostra utilizada estão plotados na Figura 2. Pode-se observar as curvas de compactação obtidas para as energias normal, intermediária e modificada do ensaio de Proctor, bem como as curvas de 100% e 89% de saturação.

O material cimentante utilizado foi o cimento Portland de alta resistência inicial. Este material foi escolhido devido ao seu acelerado ganho de resistência, atingindo aos 7 dias de idade cerca de 80% da resistência obtida aos 28 dias. Essa característica permitiu que o tempo de cura adotado para a execução dos ensaios compressivos fosse de 7 dias. A densidade real dos grãos de cimento é de 3,15.

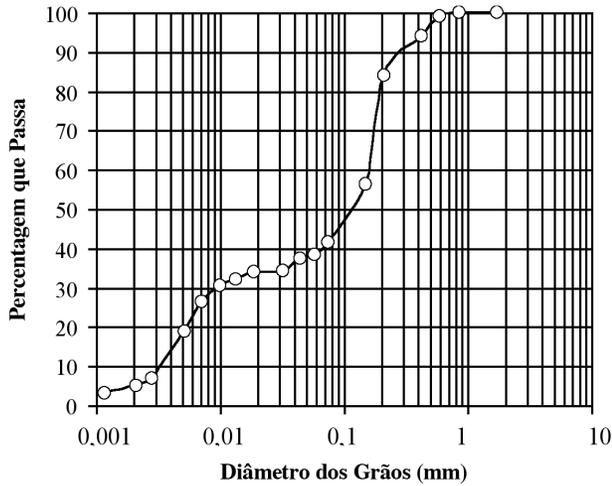


Fig. 1 – Curva granulométrica da amostra de solo.

A água utilizada para a moldagem dos corpos-de-prova foi a potável proveniente da rede de abastecimento pública. Já para os ensaios de caracterização utilizou-se água destilada quando especificada pela respectiva norma.

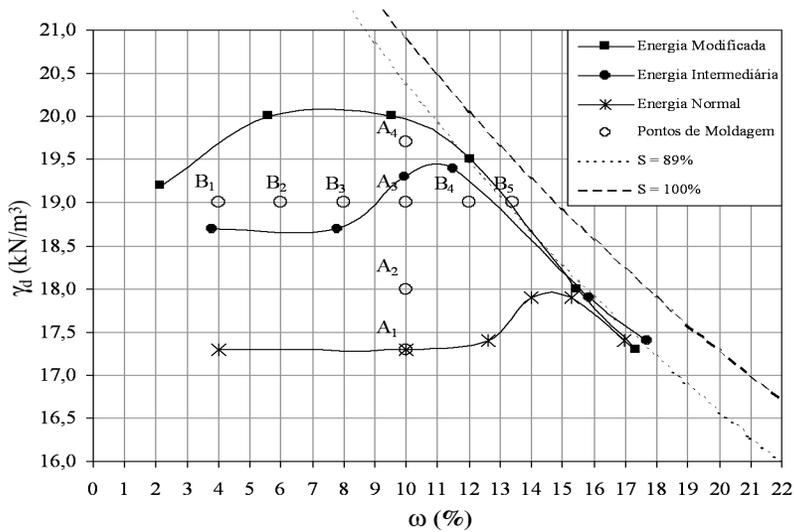


Fig. 2 – Curva de compactação do solo residual de arenito e programa de ensaios de compressão simples.

2.2 – Métodos

2.2.1 – Moldagem e Cura dos Corpos-de-Prova

Foram utilizados, para os ensaios de compressão simples, corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A confecção dos corpos-de-prova foi realizada através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenagem e cura.

Após a pesagem dos materiais (solo, cimento e água), o solo e o cimento eram misturados com o auxílio de uma espátula metálica, até que a mistura adquirisse uma coloração uniforme. Em seguida, era adicionada a água continuando o processo de mistura até que a homogeneidade fosse obtida. A quantidade de cimento necessária para cada mistura foi calculada em relação à massa de solo seco e a quantidade de água (teor de umidade) em relação à soma das massas de solo seco e de cimento. A quantidade total de mistura permitia a moldagem de um corpo-de-prova e uma quantidade adicional para determinação do teor de umidade.

Depois de misturados os materiais, a quantidade de solo-cimento necessária para confecção de um corpo-de-prova era dividida em três partes iguais, armazenadas em recipientes com tampa para evitar a perda de umidade, para posterior compactação. Após esse processo, duas pequenas porções da mistura eram retiradas e colocadas em cápsulas para determinação do teor de umidade. A média dos dois teores de umidade medidos era adotada como sendo o teor de umidade de corpo-de-prova. A amostra era, então, compactada estaticamente em três camadas no interior de um molde de PVC bipartido, devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atingisse as especificações de teor de umidade e peso específico aparente seco, tomando-se o cuidado de escarificar levemente os topos acabados da primeira e da segunda camada para aumentar a integração entre as camadas superpostas. Concluído o processo de moldagem, o corpo-de-prova era imediatamente extraído do molde, sua massa e medidas (diâmetro e altura) devidamente anotados com resolução de 0,01g e 0,1mm respectivamente, e acondicionado em um saco plástico adequadamente identificado e vedado para evitar variações significativas do teor de umidade.

Os corpos de prova assim obtidos eram, então, armazenados e curados por um período de seis dias em um ambiente com temperatura e umidade controladas ($23^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa do ar maior que 95%). Foram considerados aptos para ensaios os corpos-de-prova que atendiam as seguintes tolerâncias:

- *Peso específico aparente seco* (γ_d): grau de compactação de 99% a 101%, sendo o grau de compactação definido como o valor de γ_d efetivamente obtido na moldagem dividido pelo valor de γ_d definido como meta.
- *Teor de umidade* (ω): valor especificado $\pm 0,5$ pontos percentuais.
- *Dimensões*: diâmetro $50 \pm 0,5\text{mm}$ e altura $100 \pm 1\text{mm}$.

2.2.2 – Ensaios de Compressão Simples

Ensaios de compressão simples têm sido utilizados na maioria dos programas experimentais relatados na literatura quando se deseja verificar a efetividade da estabilização com cimento ou acessar aspectos relativos à importância de fatores influentes sobre a resistência de misturas solo-cimento. Uma das razões para tal é a experiência acumulada com este tipo de ensaio na área de concretos, além de ser um ensaio de simples e rápida execução, baixo custo, confiável e amplamente difundido no meio técnico. Porém, sabe-se que, quando da utilização do solo-cimento como uma camada compactada sobre um solo de baixa capacidade de suporte, a ruptura do sistema geralmente ocorre por tração na base da camada estabilizada. Pareceria mais razoável, então, utilizar o ensaio de resistência à tração como uma medida direta da resistência do solo-cimento. Entretanto diversos trabalhos demonstram que, em geral, a resistência à tração de solos-cimentados varia entre 9% e 14% da resistência à compressão simples (Ingles e Metcalf, 1972; Clough *et al.*, 1981; Dass *et al.*, 1994; Consoli *et al.*, 2001). Esse fato, aliado aos aspectos mencionados anteriormente, fez com que o ensaio de compressão simples fosse adotado para a medição da influência das variáveis investigadas.

Para os ensaios de compressão simples foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 50kN, além de anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10kN e 50kN e resoluções de 0,005kN e 0,023kN respectivamente. A velocidade de deformação destes ensaios foi de 1,14mm por minuto.

Os corpos-de-prova, após serem curados por 6 dias na câmara úmida, eram submersos em um tanque com água por um período de 24 horas, visando aproximar a condição de saturação e minimizar a sucção. A temperatura da água do tanque era controlada e mantida em $23 \pm 3^\circ\text{C}$. Imediatamente antes do ensaio de compressão simples, os corpos-de-prova eram retirados do tanque e superficialmente secos com auxílio de um tecido absorvente. Procedia-se então a execução do ensaio e anotava-se a carga máxima atingida pelo corpo-de-prova. Como critério de aceitação para o ensaio de resistência à compressão simples, estipulou-se que as resistências individuais de três corpos-de-prova, considerados idênticos, não deveriam se afastar mais de 10% da resistência média desse conjunto.

2.2.3 – Medidas de Sucção Matricial

Como todos os corpos-de-prova do programa de ensaios (detalhado no item 2.3), no teor de umidade de moldagem, encontram-se na condição não-saturada, um determinado nível de sucção estará presente. As medidas de sucção neste trabalho tem o objetivo de verificar qual sua magnitude e se esta apresenta variação significativa entre os corpos-de-prova.

A sucção medida foi a matricial, ou seja, a proveniente das forças capilares existentes no interior da amostra. Utilizou-se para medição a técnica do papel filtro (Marinho, 1995). O método baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso, com deficiência de umidade, é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor. O papel passa a absorver uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do papel filtro (curva de calibração) pode-se obter a sucção do solo a partir da curva de calibração. Esta técnica foi escolhida por ser uma técnica simples e de baixo custo. Ela fornece resultados plenamente satisfatórios desde que se tenha extremo cuidado nos procedimentos utilizados.

O papel filtro utilizado foi o Whatman N° 42. Sua umidade inicial, no estado seco ao ar, é de aproximadamente 6%, isto permite medições de sucção de zero a 29MPa. As equações de calibração do papel filtro Whatman N° 42 utilizadas são as apresentadas por Chandler *et al.* (1992) e recomendadas por Marinho (1995):

- Para umidades do papel filtro (w) $> 47\%$, Sucção (kPa) = $10 (6,05 - 2,48 \log w)$
- Para umidades do papel filtro (w) $\leq 47\%$, Sucção (kPa) = $10 (4,84 - 0,0622 w)$

2.3 – Programa de Ensaios de Compressão Simples

O programa de ensaios de compressão simples constituiu a principal etapa desta pesquisa e foi elaborado de maneira que pudesse ser avaliada, isoladamente, a influência do teor de cimento, da porosidade, do teor de umidade de moldagem, da relação água/cimento e da relação vazios/cimento sobre a resistência mecânica de misturas solo-cimento.

O programa de ensaios de compressão simples é apresentado na Figura 2. Pode-se observar as curvas de compactação do solo (sem a adição de cimento) para as energias usuais do ensaio de Proctor (normal, intermediária e modificada), as curvas de saturação de 89% e 100% e a localização dos pontos de moldagem dos corpos-de-prova.

Os pontos de moldagem foram posicionados em duas linhas. Uma linha vertical (pontos A1, A2, A3 e A4), denominada linha “A”, com um mesmo teor de umidade e diferentes pesos específicos aparentes secos. E uma linha horizontal, denominada linha “B” (pontos B1, B2, B3, A3, B4 e B5), com mesmo peso específico aparente seco e diferentes teores de umidade. A Tabela 2 apresenta os pares peso específico aparente seco e teor de umidade para todos os pontos do programa de ensaios.

Tabela 2 – Pontos de moldagem.

PONTOS DE MOLDAGEM		
PONTO	γ_a (kN/m ³)	ω (%)
A ₁	17,3	10,0
A ₂	18,0	10,0
A ₃	19,0	10,0
A ₄	19,7	10,0
B ₁	19,0	4,0
B ₂	19,0	6,0
B ₃	19,0	8,0
B ₄	19,0	12,0
B ₅	19,0	13,4

A posição dos pontos de moldagem foi estabelecida de modo que ficassem compreendidos dentro de uma faixa de pesos específicos aparentes secos e teores de umidade executáveis numa situação de campo. Cada ponto da linha “A” foi moldado com 5 diferentes porcentagens de cimento (C): 1%, 2%, 3%, 5% e 7%. Já os pontos da linha “B” foram moldados com três porcentagens diferentes de cimento: 2%, 9% e 12%. Tais porcentagens foram escolhidas a partir da experiência brasileira e internacional com o solo-cimento, tanto em nível experimental quanto em aplicações diversas como, por exemplo, em rodovias ou para proteção de barragens. Em função da dispersão característica dos ensaios de compressão simples, cada corpo-de-prova foi moldado em triplicata, obtendo-se assim, uma maior confiabilidade nos resultados.

3 – RESULTADOS

3.1 – Efeito do Teor de Cimento, da Porosidade e do Teor de Umidade de Moldagem

A partir dos pontos de moldagem da linha “A” ($\omega = 10\%$) do programa de ensaios, são apresentadas as Figuras 3 e 4. Na Figura 3 são mostradas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento (C). Observa-se que o teor de cimento tem um grande efeito sobre a resistência à compressão simples do material. Mesmo pequenas adições de cimento são suficientes para gerar significativos ganhos de resistência. Pode-se considerar que, na faixa de teores estudados, a resistência à compressão simples aumenta linearmente com o aumento do teor de cimento. Este tipo de comportamento tem sido reportado em vários outros trabalhos com faixa de teores semelhantes à aqui utilizada. (Ingles e Metcalf, 1972; Núñez, 1991; Schnaid *et al.*, 2001).

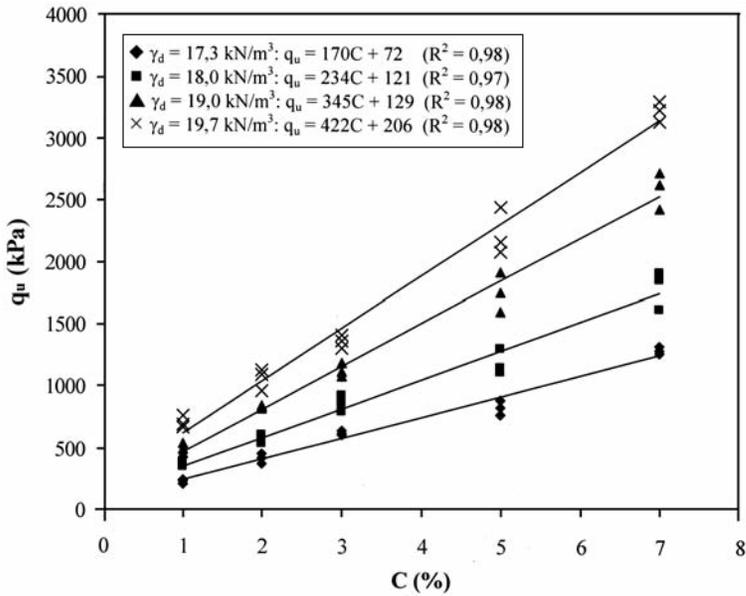


Fig. 3 – Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento.

Outro aspecto observado na Figura 3 é que a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, cresce com o aumento do peso específico aparente seco do solo-cimento compactado. Esse fato indica que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas.

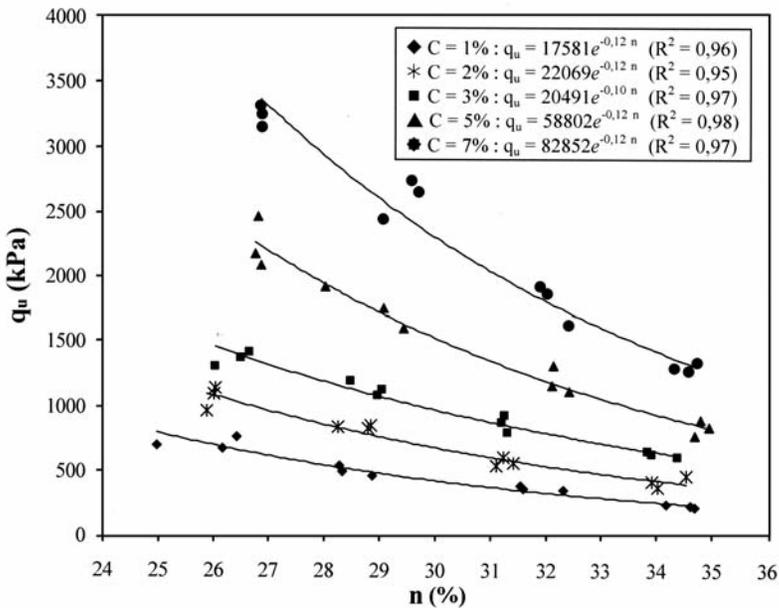


Fig. 4 – Variação da resistência à compressão simples em relação à porosidade do solo-cimento.

Clough *et al.* (1981), ao estudar areias naturalmente e artificialmente cimentadas, também relata que o aumento do peso específico aparente seco da areia aumentou a efetividade da cimentação. Da mesma forma, Núñez (1991) também observou este fenômeno, tanto para misturas de solo-cal quanto para misturas de solo-cimento.

Huang e Airey (1993) verificaram, através de fotomicrografias, que em pesos específicos mais altos existem muito mais contatos entre os produtos da hidratação do cimento e as partículas da areia ensaiada. Além disso, o cimento preenche muitos vazios existentes entre as partículas de areia de maior dimensão. Esse mesmo aspecto foi comprovado por Chang e Woods (1992) através de microscopia eletrônica sobre diferentes areias ensaiadas com diferentes tipos e teores de agentes cimentantes. A existência de um número maior de contatos e, conseqüentemente, a maior possibilidade do cimento promover a união das partículas nesses contatos, explica o aumento na taxa de ganho de resistência com a redução da porosidade do material compactado.

Através da Figura 4 pode-se observar como a porosidade afetou a resistência à compressão simples do solo-cimento ensaiado. Independentemente do teor de cimento, a redução na porosidade do material promoveu ganhos significativos de resistência. Verificou-se que a resistência à compressão simples aumentou exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada.

O efeito benéfico, em termos de aumento de resistência com a diminuição da porosidade, tem sido reportado em diversos trabalhos (Ingles e Metcalf, 1972; Clough *et al.*, 1981; Núñez, 1991; Ismail *et al.*, 2002; Consoli *et al.*, 2006). O mecanismo pelo qual a redução na porosidade influencia o aumento na resistência do solo-cimento parece estar relacionado com um aspecto principal, já ressaltado anteriormente: a existência de um maior número de contatos e maior intertravamento entre partículas do solo. Com a maior proximidade e a existência de um maior número de contatos entre as partículas do solo, os produtos da hidratação do cimento têm melhores condições para promover ligações efetivas entre as mesmas. Um segundo aspecto, também resultado do maior número de contatos entre as partículas, é o maior atrito que pode ser mobilizado em reação às tensões aplicadas, bem como a existência de um maior intertravamento ou imbricamento.

Na Figura 5 é apresentada a variação da resistência à compressão simples em função do teor de umidade de moldagem para os corpos-de-prova de mesmo peso específico aparente seco (linha "B"). Observa-se que a variação no teor de umidade de moldagem afetou a resistência à compressão simples. De maneira geral, observa-se um aumento da resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual ocorre um decréscimo na resistência. Verifica-se que o teor ótimo de umidade é de aproximadamente 11,5% independentemente da quantidade de cimento utilizada.

A explicação para tal fato está, provavelmente, relacionada à estrutura conferida ao solo-cimento no momento da moldagem, sendo que a quantidade de água presente na mistura tem papel fundamental na configuração dessa estrutura. O termo estrutura está associado ao arranjo espacial das partículas do solo e à existência de forças de ligação entre as mesmas (por exemplo, cimentação). De acordo com Mitchell (1976), existe um grande número de maneiras pelas quais as partículas de solo podem se organizar espacialmente, principalmente quando partículas de diferentes tamanhos, formas e naturezas (areias, siltes e argilas) estão presentes. De maneira geral, em solos predominantemente argilosos, podem ser observadas estruturas denominadas dispersas ou estruturas floculadas. Já em solos arenosos e siltosos pode-se observar um arranjo granular com maior ou menor grau de compactação. O solo aqui utilizado possui uma fração fina (silte + argila) de aproximadamente 38,4% do peso de material seco. De maneira geral, ele apresenta os grãos de areia recobertos por partículas de silte e argila.

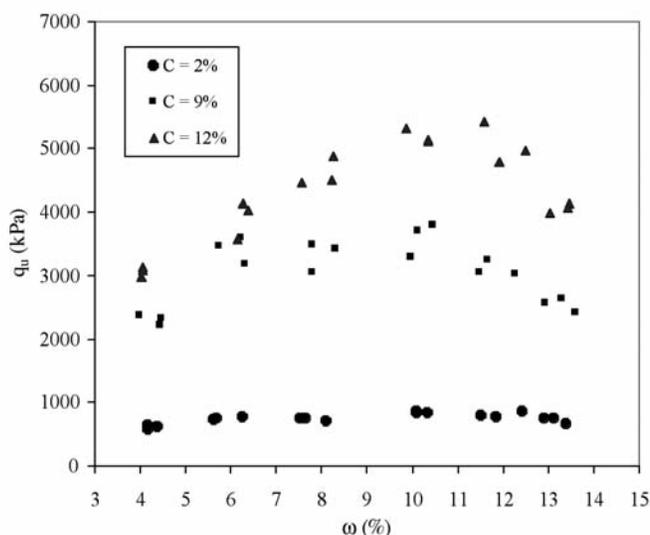


Fig. 5 – Efeito do teor de umidade de moldagem sobre a resistência do solo-cimento.

Entende-se que a variação no teor de umidade de moldagem do solo-cimento ensaiado gerou estruturas diferenciadas, que afetaram os valores obtidos na resistência à compressão simples. A compactação em teores de umidade abaixo de 11,5% apresentou, possivelmente, uma estrutura mais floclada que para teores acima desse valor, onde as partículas apresentaram um maior grau de orientação. É interessante notar também que o efeito do teor de umidade sobre a resistência foi mais pronunciado para os teores de cimento iguais a 9% e 12%. Esse fato pode estar associado ao aumento do teor de finos devido à inserção do cimento, já que o mesmo apresenta uma granulometria fina, com partículas de diâmetro menor que 0,0075mm. Esse acréscimo no teor de finos pode ter tornado o material mais sensível, em termos de variação no tipo de estrutura, às variações no teor de umidade de moldagem.

O processo de imersão dos corpos-de-prova por 24 horas antes da realização do ensaio de compressão simples se mostrou satisfatório no aumento e uniformização do grau de saturação das amostras que ficou em torno de 87%, independentemente da porosidade inicial ou do teor de cimento utilizado. Os baixos valores de sucção medidos (<100 kPa) permitiram desconsiderar a sucção como mais uma variável nas análises das variáveis investigadas.

3.2 – Efeito da Relação Água/Cimento

A partir dos dados plotados na Figura 5, referentes aos teores de 2% e 9% de cimento, foi elaborada a Figura 6 onde é apresentada a variação da resistência à compressão simples em função da relação água/cimento (definida pela massa de água dividido pela massa de cimento). Verifica-se que não é possível estabelecer uma relação entre esses dois fatores, uma vez que os dados apresentam-se em “patamares” de resistência diferenciados em função do teor de cimento utilizado.

Esse resultado difere dos obtidos por Horpibulsuk *et al.* (2003) e Azambuja (2004) que apontam a relação água/cimento como um bom parâmetro para a análise do desenvolvimento da resistência dos materiais estudados pelos referidos autores. Entretanto deve-se notar que, nos dois estudos anteriormente citados, os altos teores de umidade utilizados, eram suficientes para preencher

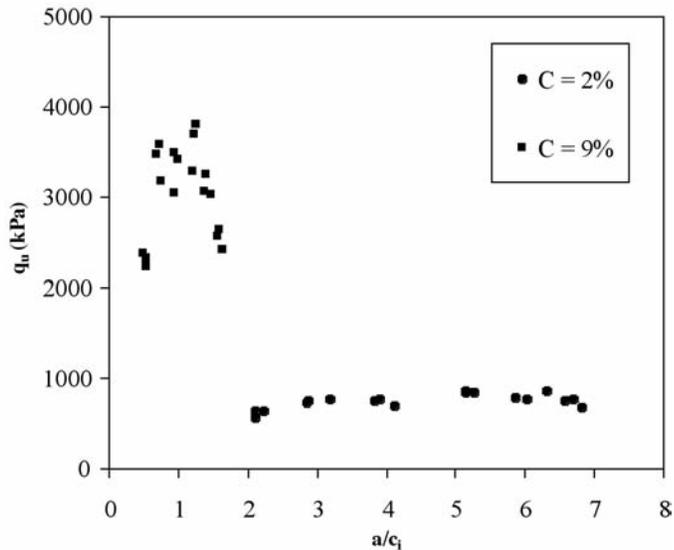


Fig. 6 – Variação da resistência à compressão simples em função de relação água/cimento.

todos os poros da amostra, refletindo indiretamente a quantidade de vazios existente. Isso é o mesmo que ocorre no caso do concreto, onde a quantidade de água reflete a quantidade de vazios existente na pasta de cimento que recobre os agregados.

No presente estudo, os vazios estão apenas parcialmente preenchidos pela água, não existindo relação entre a quantidade de vazios e a quantidade de água. Portanto, o papel desempenhado pelos vazios e pela quantidade de água são diferentes. Enquanto que água afeta a resistência do material por alterar sua estrutura, a porosidade afeta diretamente a resistência por alterar o número de pontos de contatos entre as partículas e por consequência a magnitude da cimentação e a distribuição de tensões na amostra. Logo, para o solo-cimento no estado não-saturado (estado em que normalmente se encontram os aterros compactados), uma relação entre quantidade de vazios e quantidade de cimento deve ser a mais adequada na análise e controle da sua resistência mecânica.

3.3 – Efeito da Relação Vazios/Cimento

Na Figura 7 é apresentada a variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento definida pela equação 1:

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (água + ar)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (1)$$

Todos os corpos-de-prova apresentados na Figura 7 possuem o mesmo teor de umidade (linha “A”, $\omega=10\%$) porém, teores de cimento e porosidades variadas. Pode-se observar uma razoável correlação entre a relação proposta e a resistência à compressão simples do solo-cimento compactado em estudo. Contudo, verifica-se na Figura 7, que a dispersão dos pontos em torno da curva de ajuste foi maior do que a obtida quando considerados os efeitos isolados da quantidade de cimento ou porosidade da mistura (ver Figuras 3 e 4). Na Figura 7 também pode ser verificado claramente que pontos com mesma relação vazios/cimento, obtidos de modos diferentes (uma por densificação

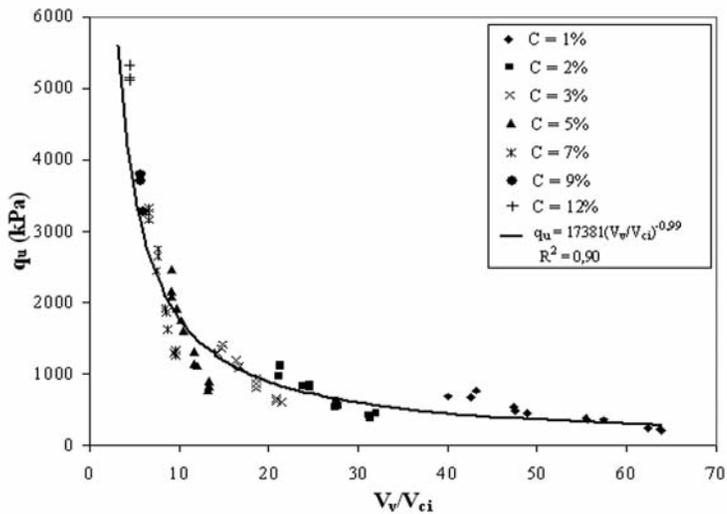


Fig. 7 – Variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/cimento – pontos diferenciados pelo seu teor de cimento.

e outra por aumento do teor de cimento), apresentam resistências distintas, sendo que os pontos com menor porosidade e menor quantidade de cimento atingem, sistematicamente, resistências maiores.

O que ocorre é que a relação vazios/cimento definida pela equação 1 assume que dada uma variação no volume de vazios, uma variação proporcional no volume de cimento seria suficiente para contrabalançar a perda ou ganho na resistência. Em termos matemáticos (equações 2, 3 e 4):

$$\text{Se: } \frac{V_v}{V_{ci}} = K \quad (2) \quad \text{e: } \frac{V_v + \Delta V_v}{V_{ci} + \Delta V_{ci}} = K \quad (3) \quad \text{então: } \Delta V_{ci} = \frac{V_{ci}}{V_v} \Delta V_v \quad (4)$$

Onde: ΔV_v = variação no volume de vazios.
 ΔV_{ci} = variação no volume de cimento.
 K = Constante.

Observando-se as Figuras 8 e 9, nota-se que as taxas de variação da resistência à compressão simples em relação às grandezas volume de vazios (V_v) e inverso do volume de cimento ($1/V_{ci}$) são substancialmente diferentes. Uma maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas V_v e $1/V_{ci}$ é através da aplicação de uma potência sobre uma delas. Após diversas tentativas obteve-se que, aplicando uma potência igual a 0,28 sobre o parâmetro V_{ci} , haveria uma melhor compatibilização entres as taxas de variação, resultando num melhor ajuste para a relação vazios/cimento como mostra a Figura 10. Nela, percebe-se que a resistência à compressão simples do material em estudo pode ser avaliada, com um excelente grau de precisão, através da relação vazios/cimento ajustada pelo expoente 0,28.

Entretanto, uma forma mais tangível de expressar a relação vazios/cimento pode ser feita utilizando, em alternativa ao volume de vazios, a porosidade do material (n), expressa em porcentagem do volume total e, em vez do volume de cimento, o teor volumétrico de cimento, também expresso em porcentagem do volume total (C_{iv}). A Figura 11 apresenta o novo ajuste utilizando essa relação $[n/(C_{iv})^{0,28}]$. Percebe-se que não ocorre alteração na qualidade do ajuste dos dados, uma vez que as novas variáveis são proporcionais às utilizadas anteriormente.

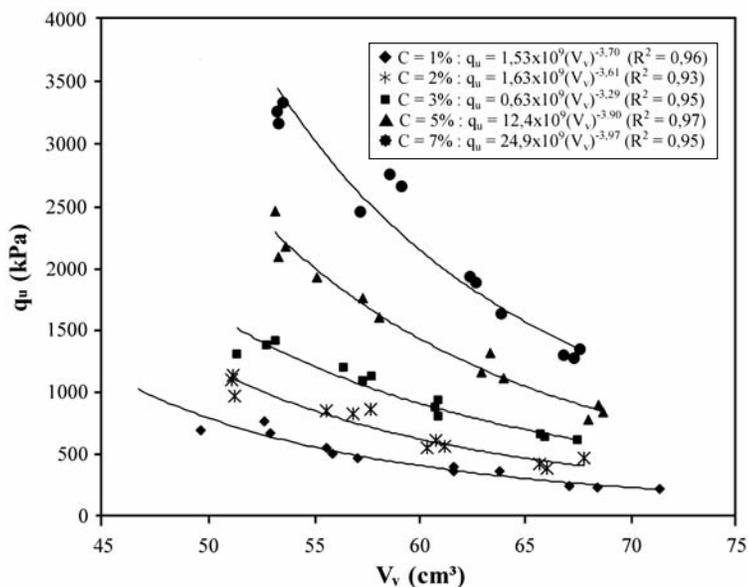


Fig. 8 – Relação entre o volume de vazios e a resistência à compressão simples.

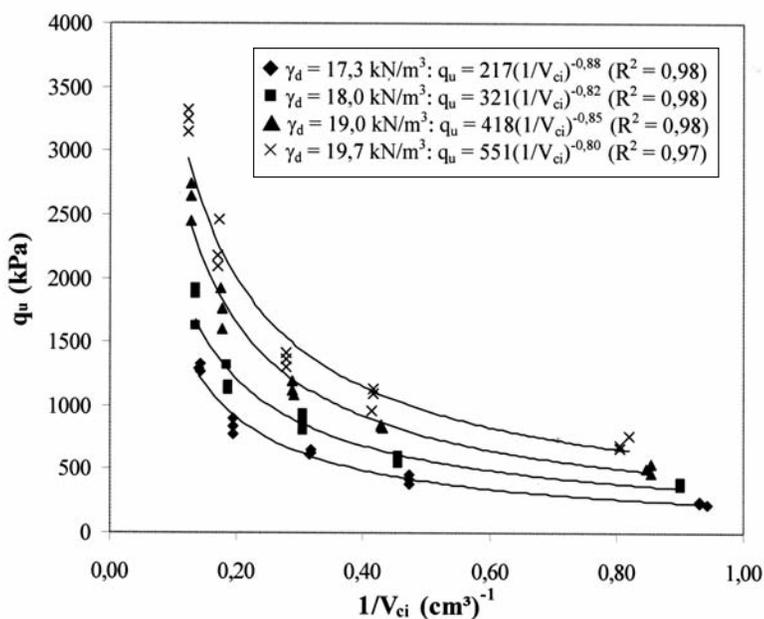


Fig. 9 – Relação entre o inverso do volume de cimento e a resistência à compressão simples.

Cabe ressaltar que todos dados plotados nos gráficos das Figuras 3, 4 e 7 até 11 continham o mesmo teor de umidade de moldagem ($\omega = 10\%$). Como foi visto na Figura 5, a variação do teor de umidade (combinado possivelmente com a inserção de finos - cimento) possui uma influência significativa sobre a resistência à compressão simples do material estudado. Através da Figura 12, onde são apresentados os pontos da linha “B”, percebe-se que para uma mesma relação vazios/ci-

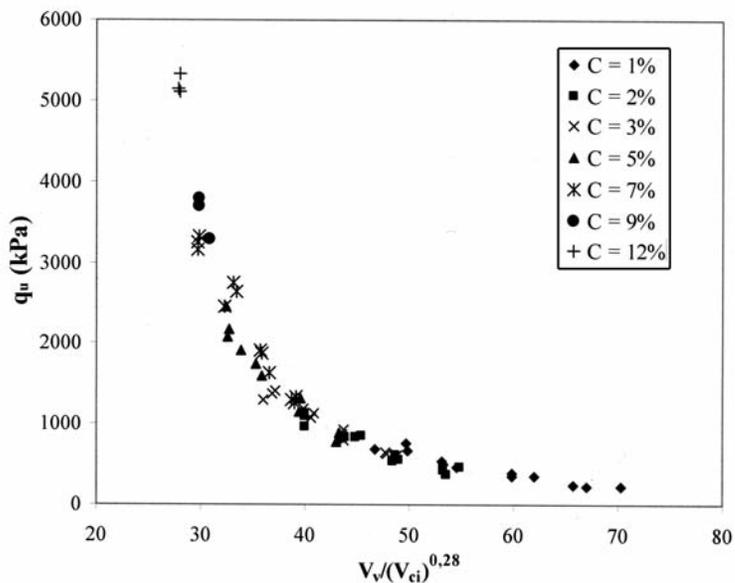


Fig. 10 – Relação vazios/cimento ajustada.

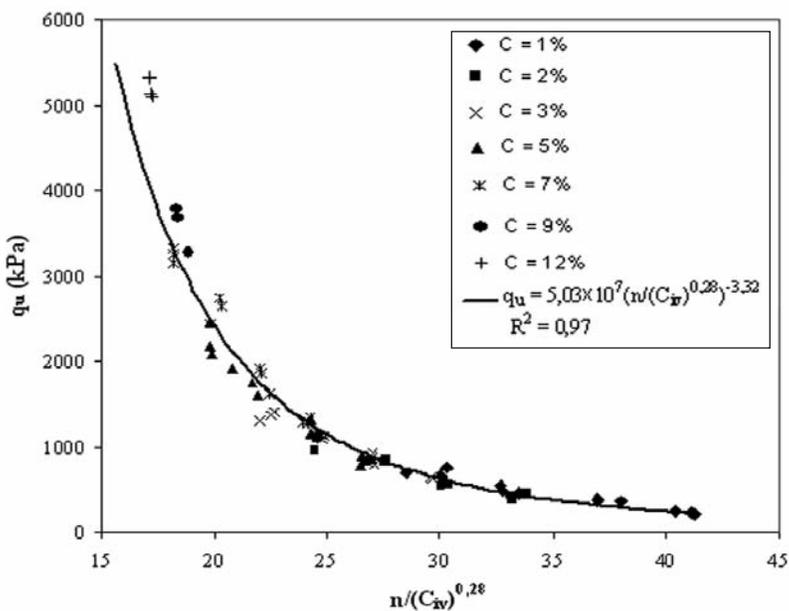


Fig. 11 – Relação vazios/cimento expressa em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento.

mento as resistências obtidas foram diferentes, especialmente para os teores de 9% e 12% de cimento. Por isso, em primeira instância, a relação vazios/cimento estabelecida é válida apenas quando consideramos o teor de umidade de moldagem constante.

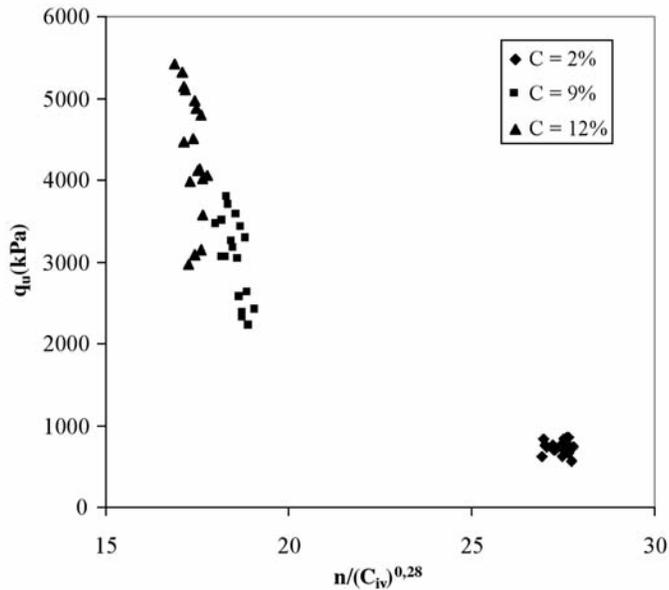


Fig. 12 – Efeito da variação do teor de umidade de moldagem para corpos-de-prova com mesmo fator vazios/cimento

Os resultados apresentados neste trabalho sugerem que o projetista, ou o engenheiro responsável pelo controle de qualidade, pode selecionar, ou adaptar perante os resultados de aplicação em obra, com explícita fundamentação, dentro do binário quantidade de cimento e energia de compactação, uma mistura que atenda à resistência requerida em projeto ao menor custo possível. De facto, esta relação apresenta grande utilidade no controle da execução de camadas tratadas com cimento, na medida em que, constatada uma compactação inferior ao prescrito, pode-se estimar com confiabilidade, através da curva da resistência à compressão simples versus relação vazios/cimento, a perda de resistência decorrente deste fato e, conseqüentemente, adotar medidas corretivas como, por exemplo, o reforço da camada tratada, ou ainda, a redução do carregamento a ser transmitido.

4 – CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados, bem como da avaliação da influência das variáveis investigadas (teor de cimento, porosidade, teor de umidade de moldagem, relação água/cimento e relação vazios/cimento) sobre a resistência mecânica das misturas solo-cimento foram estabelecidas, dentro das condições e limites específicos deste estudo, as seguintes conclusões:

- A adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promove ganhos significativos de resistência no material. Na faixa de teores estudados, a resistência à compressão simples cresceu linearmente com o aumento do teor de cimento. Além disso, a taxa de ganho de resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, cresceu com o aumento do peso específico aparente seco do solo-cimento compactado, indicando que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactas.
- A redução na porosidade do material compactado promove ganhos significativos de resistência. Verificou-se que a resistência à compressão simples aumentou exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada.

- A variação do teor de umidade de moldagem, mantendo-se constante o peso específico aparente seco, afetou a resistência à compressão simples do solo-cimento. De maneira geral, ocorreu um aumento da resistência com o teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Parece existir, associada ao efeito do teor de umidade, a influência do acréscimo de finos pelo aumento no teor de cimento.
- Verificou-se que não existe uma relação facilmente equacionável entre a resistência à compressão simples e a relação água/cimento para o material estudado.
- A relação vazios/cimento, definida pela razão entre a porosidade da mistura compactada e o teor volumétrico de cimento, ajustado por um expoente $[n/(C_{iv})^{0,28}]$, mostrou-se adequada para a avaliação da resistência à compressão simples do solo estudado. Acredita-se que este expoente é uma função do tipo de material utilizado (solo e cimento);
- A relação vazios/cimento apresenta grande utilidade no projecto e controle da execução de camadas de solos tratadas com cimento.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao PRONEX-FAPERGS (Processo nº 04/0841.0), ao CNPq (projetos Produtividade em Pesquisa nº 3008032/2004-4 e Edital Universal 2004 nº 472643/2004-5) e ao Projeto ProDoc/Capes pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995). *Rochas e solos – Terminologia: NBR 6502*. Rio de Janeiro, Brasil, 18 p.
- Azambuja, R. M. B. (2004). *Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 98 p.
- Chandler, R. J., Crilly, M. S.; Montgomery-Smith, G. (1992). A Low-cost Method of Assessing Clay Desiccation for Low-rise Buildings. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Civil Engineering*, London, v. 92, n. 2, p. 82-89.
- Chang, T. S.; Woods, R. D. (1992). *Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus*. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York: ASCE, v. 118, n. 8, p. 1216-1233.
- Clough, G. W.; Sitar, N.; Bachus, R. C.; Rad, N. S. (1981). *Cemented Sands under Static Loading*. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v. 107, n. 6, p. 799-817.
- Consoli, N.C., Rotta, G.V.; Prietto, P.D.M. (2000). *The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils*. *Géotechnique*, v. 50, n. 1, p. 99-105.
- Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., Carraro, J.A.H.; Heineck K.S. (2001). *Behavior of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime-Fly Ash Mixtures*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE v. 127, n. 9, p. 774-782.
- Consoli, N. C.; Vendruscolo, M. A.; Prietto, P. D. M. (2003). *Behavior of Plate load tests on soil layers improved with cement and fiber*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 129, n. 1, p. 96-101.

- Consoli, N. C.; Rotta, G. V.; Prietto, P. D. M. (2006). *Yielding-Compressibility-Strength Relationship for an Artificially Cemented Soil Cured Under Stress*. *Géotechnique*, v. 56, n. 1, p. 69-72.
- Dass, R. N.; Yen, S. C.; Dass, B. M.; Puri, V. K.; Wrigth, M. A. (1994). *Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand*. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, v. 17, n. 3, p. 305-314.
- Dupas, J. M.; Pecker, A. (1979). *Static and Dynamic Properties of Sand-Cement*. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 105, n. 3, p. 419-436.
- Horpibulsuk, S; Miura, N; Nagaraj, T. S. (2003). *Assessment of Strength Development in Cement-Admixed High Water Content Clays with Abram's Law as a Basis*. *Géotechnique*, v. 53, n. 4, p. 439-444.
- Huang, J. T.; Airey, D. W. (1993). *Effects of Cement and Density on a Artificially Cemented Sand*. In: *International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks*. Athens, Rotterdam: A. A. Balkema, v. 1, p. 553-560.
- Ingles, O. G.; Metcalf, J. B. (1972). *Soil Stabilization – Principles and Practice*. Australia: Butterworths Pty. Limited, 366 p.
- Ismail, M. A.; Joer, H. A.; Randolph, M. F.; Meritt, A. (2002). *Cementation of Porous Materials Using Calcite*. *Géotechnique*, v. 52, n. 5, p. 313-324.
- Marinho, F. A. M. (1995). *A Técnica do Papel filtro para Medição de Sucção*. In: *Encontro sobre Solos Não Saturados*. Porto Alegre: CPGEC/CNPQ/FINEP/FAPERGS/ABMS, v.1, p.111-125.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. New York: John Wiley & Sons Inc., 422p.
- Núñez, W. P. (1991). *Estabilização Físico-Química de um Solo de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 150p.
- Rotta, G. V.; Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M.; Coop, M.R.; Graham, J. (2003). *Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress*. *Géotechnique*, v. 53, n. 5, p. 493-501.
- Schnaid, F.; Prietto, P.D.M.; Consoli, N.C. (2001). *Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, v.127, n.10, p.857-868.
- Thomé, A.; Donato, M.; Consoli, N. C.; Graham, J. (2005). *Circular Footings on a Cemented Layer above Weak Foundation Soil*. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 42, n.º 6, p. 1569-1584.

LISTA DE SÍMBOLOS

a	massa de água
C	teor de cimento, medido em relação à massa de solo seco
c_i	massa de cimento
C_{iv}	teor volumétrico de cimento, medido em relação ao volume total do corpo-de-prova
C_u	coeficiente de uniformidade
D_{10}	diâmetro efetivo
n	porosidade
PVC	Acetato de Polivinila
q_u	resistência à compressão simples
S	grau de saturação
V_{ci}	volume de cimento
V_v	volume de vazios
w	teor de umidade do papel filtro
ϕ	diâmetro
γ_d	peso específico aparente seco
ω	teor de umidade, medido em relação à soma das massas de solo seco e cimento

CONTROLO DA COMPACTAÇÃO DE MISTURAS DE SOLO-ENROCAMENTO DA BARRAGEM DE ODELOUCA ATRAVÉS DE ENSAIOS DE VIBRAÇÃO

Compaction control of soil-rock mixtures at Odelouca dam by vibratory compaction tests

Laura Caldeira*

Andrea Brito**

RESUMO – A barragem de aterro de Odelouca, em construção no Algarve e com uma altura de 76 m, é constituída por um núcleo central argiloso e por maciços estabilizadores compostos por misturas de solo-enrocamento, provenientes da alteração de xistos e de grauvaques. Para o controlo da execução dos maciços estabilizadores, sobre amostras de granulometria grosseira foi realizado um conjunto de ensaios laboratoriais de compactação por vibração, de modo a permitir estimar os valores de referência do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo dos materiais aplicados. No presente artigo apresentam-se os resultados obtidos nestes ensaios e efectua-se a aplicação prática de uma metodologia desenvolvida, em 1994, por Torrey e Donaghe, para a extrapolação das propriedades de controlo de granulometrias integrais, com fracção grosseira presente, com base em resultados de ensaios de Proctor comuns, realizados sobre a fracção passada no peneiro p". As análises efectuadas permitiram adicionalmente a proposta de uma nova metodologia, baseada em parâmetros diferentes dos propostos pelos referidos autores.

ABSTRACT – Odelouca dam is a zoned earth fill dam, with 76 m height, presently being constructed in Algarve. The embankment material is clayey soil, at the core, and weathered schist with a significant fraction of oversized particles, at the slopes. For the execution control of the downstream and upstream zones, a series of vibratory compaction tests on coarse samples was performed to estimate reference values for the maximum dry density and optimum water content of these materials. The present article presents the results of these tests. Following the methodology, developed in 1994, by Torrey & Donaghe, a set of correction equations of the Proctor reference values (obtained on a partial finer fraction passing in the p" sieve) for the extrapolation of the control properties of integral material for schistose material is presented. Additionally a new methodology based in different parameters is proposed.

1 – INTRODUÇÃO

Na construção de aterros, o recurso a materiais não tradicionais, nomeadamente, aos do tipo mistura de solo-enrocamento, motivado por razões económicas e ambientais, tem levantado algumas questões.

Geralmente, este material resulta do desmonte de maciços rochosos, sem recurso a explosivos, podendo incluir blocos rochosos com alguma dimensão (cerca de 0,5 m ou, por vezes, de dimensão superior).

* Investigadora Principal, Departamento de Geotecnia, LNEC. E-mail: laurac@lnecc.pt

** Bolseira de Iniciação à Investigação Científica, Departamento de Geotecnia, LNEC. E-mail: andreabrito@lnecc.pt

As normas da Junta Autónoma das Estradas (*JAÉ*, 1998) consideram como misturas de solo-enrocamento os materiais, de granulometria contínua, que obedecem às seguintes condições granulométricas:

- material retido no peneiro de 19 mm (3/4" da série *ASTM*) compreendido entre 30% e 70%;
- material passado no peneiro 0,074 mm (n.º 200 da série *ASTM*) compreendido entre 12% e 40%;
- dimensão máxima das partículas ($D_{máx}$) não superior a 2/3 da espessura da camada depois de compactada e a 0,40 m.

As Normas de Projecto de Barragens (*NPB*, 1993) distinguem os solos dos enrocamentos, referindo na fronteira os, assim designados, materiais de transição.

De acordo com o mesmo documento, os solos exibem granulometrias mais ou menos extensas, com larga predominância de elementos com dimensões inferiores a 2 - 6 mm, admitindo-se a presença de elementos mais grosseiros, desde que não formem uma estrutura.

Os enrocamentos apresentam, em regra, dimensões com uma larga gama de variação, sendo o limite superior fixado por aspectos técnicos construtivos e podendo o limite inferior atingir a dimensão argila, devendo exibir permeabilidade superior a 10^{-5} m/s.

Os materiais de transição entre os solos e os enrocamentos, ou seja, as misturas de solo-enrocamento, caracterizam-se pelo facto de a percentagem de elementos grosseiros, embora suficiente para criar uma estrutura, não determinar por si só o comportamento tensão-deformação do aterro, já que a parte fina desempenha igualmente um papel influente.

Deste modo, estas normas não especificam um fuso granulométrico admitido para este tipo de materiais, referenciando apenas a alteração do seu comportamento em termos de tensão-deformação relativamente ao comportamento característico de ambas as fracções presentes (solo e enrocamento).

Recentemente, sobretudo na engenharia rodoviária, tem-se vindo a conferir particular atenção às misturas de solo-enrocamento pelo facto de diversos aterros, construídos com este tipo de materiais, terem apresentado um deficiente comportamento, impondo, em muitos casos, a aplicação de medidas correctivas. Tratam-se, frequentemente, de materiais evolutivos, com uma fracção grosseira friável, que, ao longo do processo construtivo e da fase de serviço, sofrem uma alteração da sua natureza e da sua composição granulométrica.

Por outro lado, o controlo de aterros de barragens constituídos por misturas de solo-enrocamento é, ainda, um tema que requer investigação, dada a necessidade de extrapolação dos resultados correntes, obtidos com granulometrias truncadas, para as condições de execução dos aterros.

Efectivamente, existe uma grande dificuldade na caracterização correcta deste tipo de materiais. Por um lado, exibem uma percentagem de materiais de enrocamento, os quais são geralmente, avaliados, no decurso da sua colocação, com apenas um parâmetro – o índice de vazios. Por outro lado, exibem uma percentagem de solo, que é caracterizado por dois parâmetros – o índice de vazios e o teor em água. Quando se tratam as misturas de solo-enrocamento surgem dúvidas, uma vez que o seu comportamento depende da percentagem relativa dos seus constituintes, aproximando-se de um solo, quando a fracção fina é elevada e os grossos se encontram nela disseminados, ou de um enrocamento, sempre que as partículas mais grossas contactam entre si e os finos ocupam os vazios por elas deixados. É, assim, necessário considerar nestas misturas um parâmetro adicional – a percentagem de grossos (percentagem de material retido no peneiro p'' da série *ASTM*).

A “*United States Committee on Large Dams*”, *USCOLD* (1988), refere que tem sido reconhecido, pela maioria dos engenheiros geotécnicos, que a inclusão de partículas de maiores dimensões, como enrocamentos, em solos granulares mais finos pode alterar consideravelmente as propriedades mecânicas dos materiais, dependendo, entre outras coisas, da quantidade relativa de solo e de enrocamento presentes na mistura.

Para além da problemática da estimativa correcta do comportamento mecânico destes materiais com base em propriedades índice, persiste a possibilidade do aterro exibir um comportamento bastante heterogéneo.

Relativamente aos enrocamentos, um estudo laboratorial efectuado por Veiga Pinto (1983) revela que os parâmetros que influenciam o seu comportamento mecânico são, por ordem crescente, a resistência dos fragmentos rochosos, o índice de vazios e o estado de tensão. Segundo o mesmo autor, o índice de vazios é um parâmetro que tem cada vez menos influência, dadas as técnicas actuais de compactação, mediante o recurso a potentes cilindros vibradores, que permitem obter estados de máxima compacidade. O estado de tensão é dependente da altura do aterro. Assim, em obras devidamente compactadas, o comportamento do material é, sobretudo, condicionado pela resistência dos fragmentos rochosos.

Para o controlo de execução de aterros com misturas de solo-enrocamento, a prática habitual recorre à aplicação de fórmulas correctivas aos resultados de ensaios de Proctor normal, de modo a terem em conta a influência da fracção grosseira nas propriedades de referência do controlo da compactação (teor em água óptimo e peso volúmico seco máximo). Corroborando os resultados apresentados por Veiga Pinto para os enrocamentos, estudos anteriores, realizados sobre este tipo de materiais, mostraram a existência de uma forte dependência entre as fórmulas de extrapolação e o tipo de materiais que constituem os aterros.

Assim, após uma síntese de estudos anteriores efectuados sobre a compactação de misturas de solo-enrocamento e tendo por base os maciços estabilizadores da barragem de Odelouca, constituídos por xistos e grauvaques ripáveis, apresentam-se no presente artigo um conjunto de resultados de ensaios laboratoriais de vibração, executados para a dedução de expressões correctivas a aplicar no controlo da execução de aterros com este tipo de materiais.

2 – ESTUDOS ANTERIORES SOBRE A COMPACTAÇÃO DE MISTURAS DE SOLO-ENROCAMENTO

Em geral, na construção de aterros com misturas de solo-enrocamento são adoptados procedimentos mistos: técnicas construtivas empregues na construção de aterros com enrocamentos (como a deposição em cordão e a utilização de cilindros vibradores com carga estática por unidade de geratriz vibrante superior a 4,5 kN/m (*JAE*, 1998)) e técnicas de controlo geralmente utilizadas no controlo de aterros de solos, recorrendo-se complementarmente a algumas correcções devidamente estabelecidas. De forma a reduzir a energia de compactação absorvida no processo pelas partículas de maiores dimensões, a dimensão máxima está, em geral, limitada a dois terços da espessura da camada (Winter e Suhardi, 1993).

O processo de desmonte, de transporte, de colocação e de compactação destes materiais provoca, na maioria dos casos, uma evolução da granulometria, que se traduz por um aumento da percentagem de finos. Deste modo, seria expectável que os materiais resultantes deste processo fossem caracterizados por uma granulometria extensa, uma compacidade elevada e uma boa resistência

mecânica. Contudo, tal nem sempre se verifica, devido à ocorrência de alterações significativas das suas propriedades físicas e mecânicas, induzidas pelo processo construtivo, pelas condições atmosféricas (ciclos de molhagem e de secagem) e pelas acções mecânicas impostas.

Um estudo efectuado pelo *USCOLD* (1988), permitiu verificar que, para misturas com solos não coesivos (areia ou cascalho), presentes numa proporção de cerca de 20 a 50% do peso total, ocorre uma melhoria das condições de compactação da mistura, relativamente ao material de enrocamento, com a consequente melhoria das suas características mecânicas, o que permitiu fundamentar e aceitar a utilização deste tipo de misturas na constituição dos maciços estabilizadores de barragens. Complementarmente, em misturas de solos siltosos ou argilosos, os mesmos autores aconselham a realização de estudos mais aprofundados para determinação das propriedades mecânicas do material resultante, com vista à sua aplicação em maciços de barragens.

Um estudo de Winter e Suhardi, efectuado em 1993 (citado por Trenter, 2001), recomenda a adopção de procedimentos para o controlo da compactação diferenciados em função da fracção de grossos existente na mistura. Assim, para materiais com uma percentagem inferior a cerca de 45 a 50% de partículas de grandes dimensões (maiores que 20 mm), de acordo com os mesmos autores, as propriedades da matriz (isto é, do material fino na mistura) controlam as propriedades do aterro, podendo o seu controlo ser realizado através de ensaios com granulometrias truncadas (por eliminação das partículas mais grosseiras). Quando a proporção de blocos for superior a 45 a 50% da massa total, os resultados dos ensaios para a determinação das características físico-mecânicas com granulometrias truncadas deixam de ser representativos, sendo necessário proceder à execução de ensaios laboratoriais de grande escala, com equipamento adequado, e de ensaios “in situ”. Estes trabalhos permitiram ainda concluir da necessidade, para assegurar um nível de compactação adequado, de equipamentos mais pesados, de um maior número de passagens ou de espessuras de camadas inferiores em misturas relativamente ao corrente na compactação de solos finos ou de misturas dominadas pela matriz fina.

No âmbito do protocolo estabelecido entre a *JAE* e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (*LNEC*), foram efectuados ensaios laboratoriais, de compressão unidimensional, e de campo, de carga com placa, sobre os aterros da Via Longitudinal do Algarve (*VLA*), para a determinação das características mecânicas das misturas de solo-enrocamento, com vista à aferição das técnicas construtivas utilizadas.

As formações presentes na maioria do traçado eram carbonatadas, constituídas por calcários e calcários margosos, tendo sido também identificadas formações carbónicas formadas por xistos e grauvaques. Os materiais resultantes consistiam, assim, em materiais de média a elevada resistência (calcários e grauvaques) e outros de baixa resistência (margas e xistos).

Os resultados do estudo (*JAE/LNEC*, 1994) e a análise dos resultados dos ensaios realizados permitiu verificar que a percentagem de grossos influenciava os valores do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo da amostra integral, dificultando, em laboratório, a determinação dos valores de referência para comparação com os determinados em campo.

Os mesmos autores constataram também a influência da fracção mais fina no comportamento tensão-deformação das misturas de solo-enrocamento, dependendo este das seguintes características dos materiais:

- o tipo (com propriedades físico-mecânicas distintas);
- a heterogeneidade;
- a natureza evolutiva;
- a susceptibilidade ao colapso por molhagem;

- a expansibilidade;
- e a fluência;

e das seguintes condições de colocação em obra:

- a técnica de espalhamento;
- a quantidade de água presente;
- as condições atmosféricas;
- e a metodologia de compactação.

Houston e Walsh (1993) referem que, para se ter em conta o efeito do material grosso no controlo, podem ser adoptadas diferentes metodologias:

- realização, com a totalidade do material, de ensaios de grande dimensão para a determinação dos valores do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo da mistura – *método 1*;
- realização de ensaios de compactação em moldes de menores dimensões utilizando o método de truncagem e de substituição (“scalp-and-replace”, muito utilizado pelo Corps of Engineers), que consiste em retirar a fracção grossa (retida no peneiro P) e substituí-la por uma fracção de igual peso de material fino (passado no peneiro “_” mas retido no peneiro n° 4) – *método 2*;
- realização de ensaios de compactação em molde de 6”, com material passado no peneiro de 19 mm (P), e em que o material retido nesse peneiro é eliminado – *método 3*; este procedimento só é válido se a percentagem retida no peneiro de P for inferior a 10% (ASTM D698, 2000);
- realização de ensaios de compactação com material de dimensões inferiores ao peneiro n° 4 para determinação do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo para essa fracção, e correcção desses resultados através de expressões apropriadas, tendo em conta as percentagens relativas da fracção grossa e da fina (através da Norma ASTM D4718 (2001), da Especificação T224 ou da Especificação 5515-89 do USBR, 1989) – *método 4*.

O *método 1* é o mais moroso e dispendioso, sendo, portanto, raramente utilizado. Os *métodos 2 e 4* são bastante empregados para misturas contendo entre 10 e 60% de grossos. O *método 3* é apenas aplicável a misturas com reduzidas quantidades de grossos, cujo comportamento é nitidamente controlado pela respectiva matriz fina.

Um estudo efectuado, em 1975, por Donaghe e Townsend (referido por LNEC, 1987), concluiu que o *método 2*, de remoção e de substituição da fracção grossa, influencia as características de compactação, pelo que devem ser sempre adoptadas correcções adequadas, para terem em conta que o peso volúmico seco máximo da amostra truncada diminui e o teor em água óptimo aumenta relativamente a uma amostra integral.

Houston e Walsh (1993) apresentam um quadro onde resumem as equações de correcção mais usadas para o cálculo do peso volúmico seco máximo da amostra integral (ver Quadro 1). O factor correctivo r_A , na segunda fórmula da AASHTO (“Association of State Highway and Transportation Officials”), ou o factor correctivo r_u , da fórmula do USBR (“United States Department of Interior. Bureau of Reclamation”), servem para compensar o facto das partículas grossas interferirem entre si, impedindo que o material mais fino, existente no seu seio, seja inteiramente compactado. Este factor correctivo pode também ser descrito como grau de compactação da fracção fina, conforme especificado na norma USBR 5515-89. Esta norma apresenta curvas de r_u , em função da percentagem da fracção grossa para diferentes tipos de misturas (limpas, argilosas e siltosas), advertindo, no entanto, para sua utilização apenas quando

não existe melhor informação disponível. O seu valor varia entre 1,0, para pequenas percentagens de grossos, decrescendo rapidamente quando a mesma percentagem excede 30%. Em misturas argilosas, com reduzida percentagem de grossos, o seu valor pode ser ligeiramente superior a 1,00.

Na fórmula da *ASTM* não existe este factor correctivo, sendo, contudo, a sua validade limitada a percentagens de grossos inferiores a 40%.

Os estudos de *JAELNEC* (1994) sugerem a utilização do método de truncagem e de substituição (“scalp-and-replace”) e a correcção dos valores obtidos nos ensaios, w_{opt}^F e $\gamma_{d\max}^F$, com vista ao cálculo do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo da amostra total, em função da percentagem de grossos (retidos no peneiro n.º 4 ou no peneiro p” da série *ASTM*), P_C .

Quadro 1 – Equações de correcção dos resultados do material integral
(adaptado de Houston e Walsh, 1993).

Designação da equação	Referência	Equação	Observações
AASHTO - 1	AASHTO T224 (1982)	$\gamma_{d\max}^T = (1 - P_C)\gamma_{d\max}^F + 0,9P_C\gamma_w G_M$	$\gamma_{d\max}^F$ determinado através do método A ou B da norma AASHTO T99 ou T180.
AASHTO - 2	AASHTO T224 (1982)	$\gamma_{d\max}^T = \frac{\gamma_w}{\frac{P_C}{G_M} + \gamma_w \frac{1 - P_C}{r_A \gamma_{d\max}^F}}$	$\gamma_{d\max}^F$ determinado através do método A ou B da norma AASHTO T99 ou T180. O factor de correlação r_A depende do tipo de rocha.
ASTM	ASTM D4718 (2001)	$\gamma_{d\max}^T = \frac{\gamma_w}{\frac{P_C}{G_M} + \gamma_w \frac{1 - P_C}{\gamma_{d\max}^F}}$	$\gamma_{d\max}^F$ determinado através da norma ASTM D698 ou D1557.
USBR	USBR 5515-89 (1990)	$\gamma_{d\max}^T = \frac{\gamma_w}{\frac{P_C}{G_M} + \gamma_w \frac{1 - P_C}{r_u \gamma_{d\max}^F}}$	$\gamma_{d\max}^F$ determinado através do método 5500-89 do USBR. O factor correctivo r_u depende da rocha e da composição dos finos.

$\gamma_{d\max}^T$ – Peso volúmico seco máximo do material integral;

$\gamma_{d\max}^F$ – Peso volúmico seco máximo da fracção fina;

G_M – Densidade das partículas sólidas constituintes da fracção grossa (retida no peneiro nº4);

P_C – Percentagem ponderal da fracção grossa (retidos no peneiro n.º 4 ou no peneiro p”);

r_A – Factor correctivo para ter conta o efeito das partículas de grandes dimensões na equação da AASHTO;

r_u – Factor correctivo para ter conta o efeito das partículas de grandes dimensões na equação da USBR;

γ_w – Peso volúmico da água.

JAELNEC (1994) refere ainda que, relativamente aos métodos 2 e 4, o peneiro p” não é o mais indicado para se proceder à separação da fracção grossa, uma vez que esta poderá atingir percentagens muito elevadas.

Para a correcção do peso volúmico seco máximo, os mesmos autores sugerem a aplicação da seguinte equação:

$$\gamma_{d\max}^T = \frac{100}{\frac{P_C}{\gamma_d^C} + \frac{P_F}{\eta \gamma_{d\max}^F}} \quad (1)$$

em que $\gamma_{d\text{máx}}^F$ é o peso volúmico seco máximo do material integral, γ_d^C o peso volúmico seco da fracção grossa, P_F a percentagem ponderal da fracção fina e η um coeficiente de correcção, dado por

$$\eta = -5 \times 10^{-5} P_C^2 + 0,0013 P_C + 0,9958 \quad (2)$$

Para a correcção do teor em água é, sistematicamente, adoptada a seguinte relação ponderal:

$$w_{opt}^T = \frac{P_F w_F + P_C w_C}{100} \quad (3)$$

em que γ_{opt}^T representa o teor em água óptimo do material integral, w_C o teor em água da fracção grossa e w_F o teor em água da fracção fina. Correntemente admite-se para teor em água da fracção fina o valor correspondente ao óptimo do ensaio de Proctor normal. No entanto, Torrey e Donaghe (1991) mostraram que esta aproximação poderá conduzir a um erro significativo.

Torrey e Donaghe (1994) introduziram um novo método baseado em resultados de ensaios por eles efectuados, o qual foi devidamente calibrado a partir de dados até então publicados para misturas de solo-enrocamento. Foram realizados ensaios de compactação, com a energia normal, em diferentes moldes e sobre materiais constituídos por cascalho, por areia e por siltes não plásticos ou por argilas altamente plásticas. Os diâmetros dos moldes e as dimensões máximas das partículas adoptadas são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 – Diâmetros dos moldes e dimensões máximas dos materiais dos ensaios de compactação normal realizados por Torrey e Donaghe (1994).

Diâmetro do molde (mm)	Dimensão máxima (mm)
457 (18")	76,2 (3")
305 (12")	50,8 (2")
152 (6")	19,1 (p") 4,76 (peneiro n.º 4)
102 (4")	4,76 (peneiro n.º 4)

Verificou-se que os resultados obtidos com os materiais truncados ao peneiro n.º 4 e ao peneiro p" eram equivalentes e independentes do molde utilizado.

Com vista ao tratamento dos restantes resultados, foram definidas duas grandezas adicionais:

– o coeficiente de interferência do peso volúmico seco, I_C , dado por:

$$I_C = \frac{100 F_F}{P_G G_M} \quad (4)$$

onde F_F representa o grau de compactação da fracção fina (definida como a fracção que passa no peneiro p" ou no peneiro n.º 4), dado por $F_F = \gamma_d^F / \gamma_{d\text{máx}}^F$, P_G a percentagem ponderal da fracção retida no peneiro n.º 4 e G_M a densidade das partículas constituintes da fracção retida no peneiro n.º 4;

– o factor correctivo do teor em água óptimo, F_{opt} , avaliado por

$$F_{opt} = \frac{100 w_{opt}^F}{P_G w_{opt}^T} \quad (5)$$

onde γ_{opt}^F representa o teor em água óptimo obtido num ensaio Proctor do material passado no peneiro 3/4" ou no peneiro n.º 4, w_{opt}^T o teor em água óptimo obtido num ensaio de compactação do material integral e P_G a percentagem ponderal da fracção grossa.

Para o cálculo de F_F recorreram à seguinte expressão de correcção do peso volúmico seco máximo da amostra integral:

$$\gamma_{d\ máx}^T = \frac{100F_F\gamma_{d\ máx}^F G_M \gamma_w}{F_F\gamma_{d\ máx}^F P_C + G_M \gamma_w P_F} \quad (6)$$

pelo que

$$F_F = \frac{\gamma_{d\ máx}^T G_M \gamma_w P_F}{100\gamma_{d\ máx}^F G_M \gamma_w - \gamma_{d\ máx}^T \gamma_{d\ máx}^F P_C} \quad (7)$$

Os valores de I_C e de F_{opt} , calculados para cada ensaio, foram representados em função da percentagem de grossos (fracção retida no peneiro n.º 4), P_G , o que permitiu verificar a respectiva independência do tipo de finos presentes (siltosos ou argilosos) e propor as seguintes correlações, deduzidas para as misturas com solos argilosos:

$$\log I_C = 1,614 - 1,025 \log P_G, \quad P_G \leq 0,50 \quad (8)$$

$$I_C = 1,406 - 0,0132 P_G, \quad 0,50 \leq P_G \leq 0,70 \quad (9)$$

$$\log F_{opt} = 1,812 - 0,730 \log P_G \quad (10)$$

De acordo com os citados autores, a expressão (8) seria válida para percentagens de grossos até 50% (para percentagens superiores a relação mostrou-se não linear), a expressão (9) era aproximada e conservativa para percentagens de grossos entre 50 e 70% e a expressão (10) mantinha-se válida para todos os ensaios realizados.

Relações lineares do mesmo tipo foram igualmente obtidas a partir de dados de misturas de solo-enrocamento publicados por outros investigadores (Garga e Madureira, 1985; Donaghe e Townsend, 1975; USBR, 1963 e Gorden *et al.*, 1964), variando, no entanto, as constantes, especialmente na relação entre o factor correctivo do teor em água óptimo e a percentagem de grossos (expressão (10)).

No controlo da compactação das barragens de aterro recorre-se, geralmente, ao método das famílias de curvas, estando associada a cada família uma curva de compactação característica do material, determinada, em geral, com o material passado no peneiro n.º 4 ou no peneiro p". A metodologia de Torrey e Donaghe (1994) é directamente aplicável aos resultados de cada família de curvas, mediante a avaliação prévia de expressões idênticas às (8) a (10) devidamente estabelecidas para o material utilizado na construção das barragens.

Com base nos resultados de ensaios de Proctor normal, o valor do peso volúmico seco máximo do material integral, dado o valor de I_C , é calculado através de

$$\gamma_{d\ máx}^T = \frac{100I_C P_G \gamma_{d\ máx}^F G_M \gamma_w}{I_C \gamma_{d\ máx}^F P_G^2 + \gamma_w P_F} \quad (11)$$

e o valor do teor em água óptimo do material integral, dado F_{opt} , avaliado através de

$$w_{opt}^T = \frac{100w_{opt}^F}{P_G F_{opt}} \quad (12)$$

Para além dos métodos atrás referidos, que recorrem a propriedades físicas, existem, na bibliografia da especialidade, outros métodos de controlo destes materiais baseados em características de deformabilidade.

Por exemplo, Maranha das Neves e Veiga Pinto (1983) fazem referência ao método utilizado no controlo dos aterros de misturas de solo-enrocamento da Barragem de Meimoa, que consistiu na realização de ensaios de compressão unidimensional sobre amostras com diâmetro igual a 230 mm. Foram efectuados ensaios para dois pesos volúmicos secos diferentes (aproximadamente iguais a 20 e 21,5 kN/m³), três valores de teor em água (variáveis entre 4 e 11%) e várias percentagens de grossos na mistura. Pretendia-se com estes ensaios controlar os módulos edométricos do material, para que estes se situassem no intervalo de 30 a 40 MPa, de modo a que não ocorresse grande contraste de rigidez entre o material do núcleo e o do maciço estabilizador de jusante. Os ensaios realizados permitiram aos autores estabelecerem correlações que respeitassem o critério estabelecido. Na Figura 1 apresentam-se esses resultados.

3 – DESCRIÇÃO DA BARRAGEM DE ODELOUCA E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS MATERIAIS ESTUDADOS

A barragem de Odelouca está implantada na ribeira de Odelouca, principal afluente do Rio Arade, cerca de 1 km a montante da confluência das ribeiras de Odelouca e de Monchique, imediatamente a jusante de um meandro apertado da ribeira de Odelouca. O vale é assimétrico e apresenta forte inclinação, em particular no encontro esquerdo (COBA, 2000).

A bacia hidrográfica da ribeira, com 393 km² na secção de implantação da barragem, desenvolve-se em plena serra algarvia e apresenta uma forma alongada. A sua altitude máxima e média é, respectivamente, 570 m e 196 m. Desde a nascente até à secção da barragem, a ribeira de Odelouca tem uma extensão de cerca de 61 km, orientação E-W e um declive médio da ordem dos 0,8%. Na secção da barragem, o escoamento anual médio é de 122,2 hm³/ano.

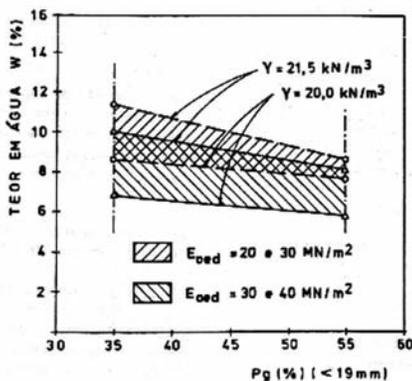


Fig. 1 – Correlações entre o teor em água, o peso volúmico seco, a percentagem de grossos e o módulo edométrico dos materiais de solo-enrocamento da barragem de Meimoa (JAE/LNEC, 1994).

A morfologia da albufeira é muito vigorosa, sendo frequentes os depósitos de vertente no sopé e ao longo das encostas e em zonas mais suaves, geralmente com fragmentos de rocha em matriz siltosa e argilosa. Os solos são, em geral, pouco espessos nos cumes e nas vertentes, aumentando um pouco de espessura nas zonas mais suaves e ao longo dos vales.

No local da barragem e na área interessada pela albufeira ocorrem essencialmente xistos e filádios finos argilosos e grafitosos e metagrés grauvacóides, dispostos em séries alternantes atribuídas ao Carbónico Marinho, designadas, geralmente, como Grupo do Flysch do Baixo Alentejo, parte integrante da zona Sul Portuguesa, um dos domínios paleogeográficos do Maciço Hespérico. Os terrenos desta zona pertencem à formação de Brejeira, que constitui uma importante sequência turbidítica, em que se observa uma progressiva abundância dos xistos e dos filádios à medida que se caminha para sul, em detrimento dos metagrés e dos grauvaques.

A construção da barragem de Odelouca criará uma albufeira com uma área aproximada de 7,8 km² e um volume total de 157 hm³ para o nível de pleno armazenamento, à cota 102,00, o que permitirá a regularização de parte significativa das aflúncias da ribeira de Odelouca.

A maior parte dos volumes, assim regularizados, serão destinados ao abastecimento público através do novo Sistema Multimunicipal de Abastecimento do Barlavento Algarvio, já em exploração. Apenas uma pequena parte será destinada ao regadio no vale a jusante da barragem, sendo ainda reservada uma dotação da capacidade de regularização da albufeira para manutenção de caudais ecológicos a jusante da barragem.

A barragem tem o coroamento à cota 106,00 e uma altura máxima acima da fundação de 76 m. O coroamento, com 11 m de largura, tem um desenvolvimento de cerca de 415 m, apresentando dois trechos rectilíneos ligados por um trecho curvo na margem direita (Figura 2).

O perfil tipo adoptado (Figura 3), em terra zonado, utiliza essencialmente os materiais disponíveis nas manchas de empréstimo, minimizando, assim, os impactes negativos associados à exploração de áreas de empréstimo e de pedreiras fora da albufeira. O maciço estabilizador de montante incorpora a ensecadeira da barragem com coroamento à cota 66,50, formando uma banquetta exterior com 14 m de largura.

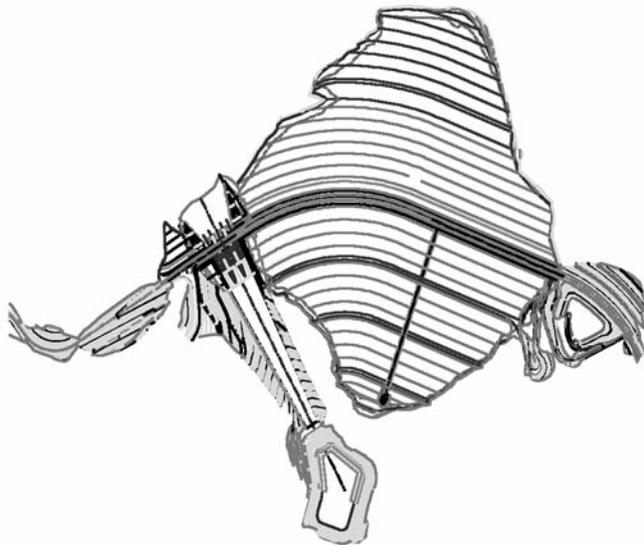


Fig. 2 – Planta da barragem de Odelouca.

As funções de estanqueidade são, no essencial, conferidas por um núcleo central, com taludes inclinados a 1:0,3 (V:H), constituído por coluviões e solo residual do xisto. Os maciços estabilizadores da ensecadeira, a zona interna do maciço estabilizador de montante e o maciço estabilizador de jusante serão constituídos, no essencial, por xistos e grauvaques ripáveis, a explorar sob a franja superior mais alterada. A zona externa do maciço estabilizador de montante, que se desenvolve acima da cota 65,50, deverá ser constituída por enrocamento de granulometria extensa. A separação entre o núcleo e o maciço estabilizador de jusante será assegurada por um filtro, com 3 m de largura, que se prolongará como tapete drenante, de 0,5 m de espessura, sob o maciço estabilizador de jusante. Na Figura 4 representam-se os fusos granulométricos dos materiais propostos para cada zona da barragem.

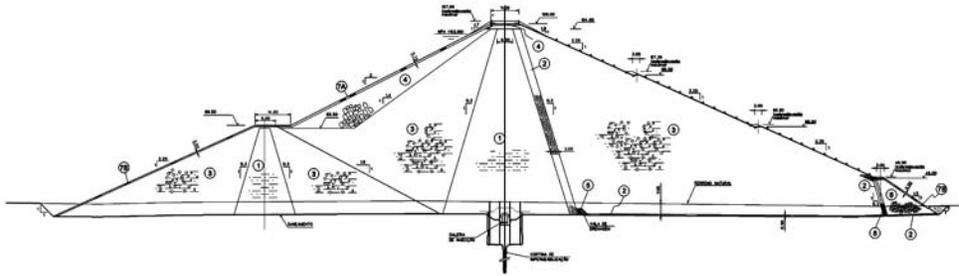


Fig. 3 – Perfil tipo da barragem de Odelouca.

O caudal percolado através do núcleo e parte do caudal proveniente da fundação serão recolhidos numa vala drenante localizada imediatamente a jusante do núcleo, no contacto com a fundação. Esta vala terá uma saída para o exterior na zona central do vale, materializada pelo seu prolongamento no sentido do pé de jusante. A totalidade do caudal que acederá a este tapete será depois recolhida na galeria transversal de drenagem ou no poço de bombagem.

No que se refere à geometria exterior da obra, o talude de montante será inclinado a 1:2,25 (V:H), abaixo da banquetta à cota 66,50, e a 1:2 (V:H), acima dessa banquetta. A jusante, o talude será inclinado a 1:2,25 (V:H), acima do coroamento do pé em enrocamento à cota 46,00, e a 1:1,5 (V:H), abaixo desse banquetta. Neste talude existirão outras duas banquetetas, às cotas 86,00 e 66,00, todas com 3 m de largura.

LEGENDA:

- ① - Solo residual do xisto e materiais coluvionares
- ② - Filtro
- ③ - Xisto e grauvaque ripáveis
- ④ - Enrocamento de granulometria extensa
- ⑤ - Dreno
- ⑥ - Enrocamento do pé de jusante
- ⑦A - Enrocamento de protecção do paramento de montante acima da cota 66,50
- ⑦B - Enrocamento de protecção do pé de jusante e do paramento de montante abaixo da cota 66,50

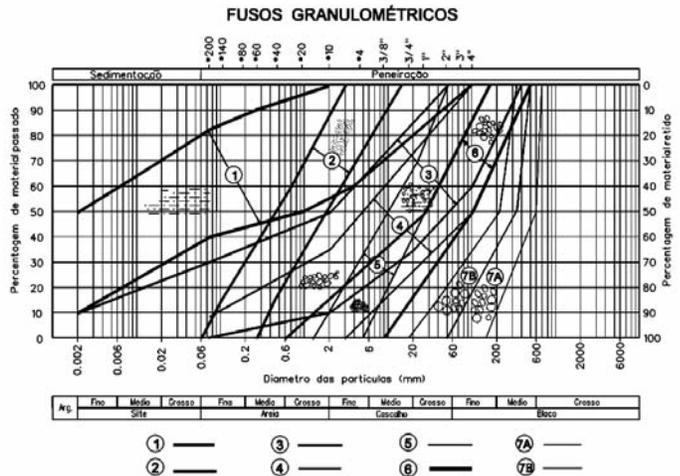


Fig. 4 – Fusos granulométricos dos materiais da barragem de Odelouca.

O fuso granulométrico dos materiais dos maciços estabilizadores foi definido tendo em conta a granulometria das amostras mais grosseiras de solo residual dos xistos e as curvas granulométricas obtidas para o xisto e o grauvaque ripáveis. O fuso definido para este material é sensivelmente paralelo ao fuso estabelecido para os materiais do núcleo, mas contendo menos finos e mais elementos grosseiros, por forma a garantir uma maior resistência mecânica.

No Quadro 3 apresentam-se os limites inferiores e superiores da percentagem do material passado nos peneiros n.ºs 4 e 10 e no peneiro p”, bem como os das dimensões médias e máximas das partículas constituintes. Complementarmente, a percentagem de finos, após compactação, deverá exceder 30%.

Quadro 3 – Definição do fuso granulométrico do material dos maciços estabilizadores.

% de finos	% passada no peneiro n.º 10	% passada no peneiro n.º 4	% passada no peneiro p”	D_{50} (mm)	D_{100} (mm)
30	10-50	18-62	33-93	2-50	50-400

4 – ESTABELECIMENTO DE FÓRMULAS CORRECTIVAS PARA O CONTROLE DA COMPACTAÇÃO DOS MACIÇOS ESTABILIZADORES DA BARRAGEM DE ODELOUCA ATRAVÉS DE ENSAIOS DE VIBRAÇÃO

4.1 – Considerações Gerais

Face a dificuldades detectadas durante a construção dos aterros experimentais da barragem de Odelouca, foi proposto pelo *LNEC* (2003) um programa de ensaios de laboratório, que visava o estabelecimento de fórmulas de correcção dos resultados de compactação obtidos com granulometrias truncadas para dedução dos parâmetros correspondentes às amostras integrais, de acordo com a metodologia proposta por Torrey e Donaghe (1994).

Admitia-se que as expressões deduzidas por estes autores para misturas de cascalho, areia e siltes ou argilas, não seriam directamente aplicáveis, devido ao facto dos maciços serem constituídos por materiais evolutivos, provenientes da alteração de xistos e de grauvaques (Brito, 2005).

Face ao processo de compactação utilizado em obra (por aplicação de cilindro vibrador) e à disponibilidade de equipamentos do *LNEC*, foi prevista a realização de ensaios de compactação por vibração de amostras integrais e a sua comparação com os ensaios de Proctor convencionais.

O *LNEC* dispõe de uma vasta experiência da aplicação de vibração na reconstituição e preparação de provetes para a realização de ensaios de compressão triaxial de materiais de enrocamento, pelo que se procurou adoptar idênticos procedimentos na determinação das curvas de compactação das misturas de solo-enrocamento. Por outro lado, esta metodologia tem sido aplicada no controlo da compactação de materiais de camadas de pavimento, não sendo contudo habitual no controlo de aterros de barragens.

Nos itens que se seguem descrevem-se os ensaios e analisam-se os resultados obtidos.

4.2 – Técnicas de Ensaio e Resultados Obtidos

Após o desmonte e a homogeneização prévia de material para a realização dos aterros experimentais e a partir de diferentes pilhas, foram colhidas diferentes amostras, aqui identificadas pela

designação de *lote*. Os ensaios de vibração foram realizados sobre os materiais dos lotes 1, 4 e 5, cujas curvas granulométricas integrais e truncadas ao peneiro p” se encontram representadas na Figura 5, conjuntamente com os limites do fuso granulométrico admitido no Projecto Base. Da observação desta figura ressalta que os lotes ensaiados exibem granulometrias muito semelhantes.

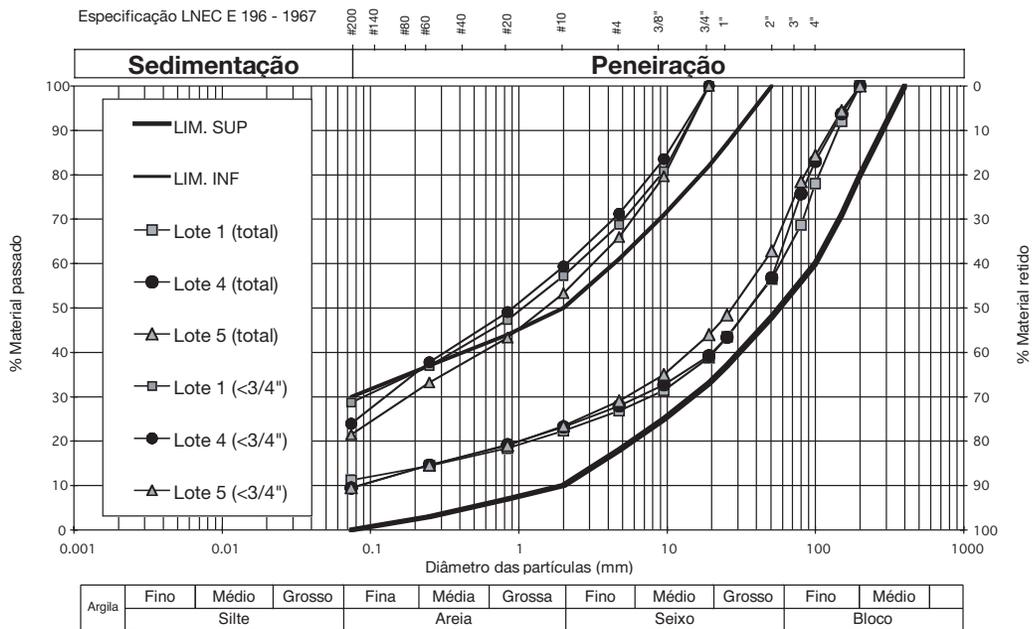


Fig. 5 – Curvas granulométricas integrais e truncadas ao peneiro p” das amostras dos ensaios de vibração.

Para a avaliação das características da fracção grossa, com base numa inspecção visual, foram seleccionados quatro conjuntos de blocos (aqui designados por *A*, *B*, *C* e *D*), e determinados os respectivos valores da massa volúmica, da porosidade e do teor em água máximo (absorção), cujos resultados se apresentam no Quadro 4. Os provetes foram previamente secos a $70^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$, durante um período superior a 72 horas. Os ensaios foram realizados de acordo com o procedimento *LERO PE-01*, baseado na *NP-EN 1936*.

A análise deste quadro permite concluir que os valores da porosidade e da absorção dos blocos *B* e *D* são muito próximos (com valores médios de massa volúmica aparente, de porosidade e de absorção, respectivamente, iguais a 2533 kg/m^3 , a 8,2% e a 3,3%). Os blocos *A* apresentam valores médios iguais a 2472 kg/m^3 para a massa volúmica aparente, a 10,4% para a porosidade e a 4,3% para a absorção. Por fim, os blocos *C* apresentam os valores mais elevados de porosidade (18,3%, em média) e de absorção (8,5%, em média) e o valor mais reduzido de massa volúmica aparente (2150 kg/m^3).

Os ensaios de vibração foram realizados com base em especificações, devidamente adaptadas, que constam da parte 4 da norma BS1377 de 1990, intitulada “*British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering Purposes: Part 4. Compaction-related test: 1990*”, BS1377 (1990).

A referida norma utiliza o seguinte equipamento:

- molde metálico cilíndrico (molde *CBR*), com um diâmetro interior de $152\pm 0,5\text{ mm}$ e uma altura de $127\pm 1,0\text{ mm}$;

- pilão vibrador, com uma frequência de 25 a 45 Hz;
- placa acoplada ao vibrador, com um diâmetro de 145 ± 2 mm e uma massa inferior a 3 kg;
- defletómetro com precisão mínima de 0,5 mm;
- e cronómetro.

Esta norma especifica que os ensaios de vibração são utilizados para solos granulares com menos de 30% de material retido no peneiro P'' , o qual pode incluir algumas partículas com dimensões superiores a 37,5 mm.

De acordo com a mesma norma, previamente à realização dos ensaios, deve ser investigada a adequação do pilão vibrador, mediante a sua aplicação a uma areia graduada (de Leighton Buzzard), devidamente humedecida (de modo a aumentar o seu teor em água em cerca de 2,5%). O vibrador é considerado adequado quando o peso volúmico seco da areia exceder, após vibração, $17,07 \text{ kN/m}^3$.

Os materiais deverão ser colocados no interior do molde em 3 camadas, com cerca de 1/3 da altura do molde. Cada camada deve ser vibrada, durante cerca de 60 ± 2 s, e exercida uma força total, incluindo o peso do pilão, entre 300 e 400 N.

O molde cilíndrico disponível no *LNEC* (Figuras 6 e 7), com um diâmetro interior de 310 mm e uma altura de 300 mm, é seccionado segundo um plano longitudinal, dispõe de nervuras de rigidez, que permitem a ligação das partes constituintes, e é assente numa base metálica, de forma a ser facilmente removível e transportável.

Quadro 4 – Massas volúmicas, porosidade e teor em água máximo da fracção grossa.

Provete	Massa volúmica real (kg/m ³)	Massa volúmica aparente (kg/m ³)	Massa volúmica aparente (kg/m ³)	Porosidade (%)	Teor em água máximo (%)
A1	2720	2560	2620	5,9	2,3
A2	2790	2480	2590	11,3	4,6
A3	2750	2460	2570	10,5	4,3
A4*	2800	2250	2450	19,7	8,7
A5	2780	2390	2530	13,9	5,8
B1	2760	2540	2620	7,8	3,1
B2	2740	2630	2670	4,1	1,6
B3	2780	2480	2580	10,7	4,3
B4	2770	2560	2630	7,7	3,0
B5	2760	2460	2570	11,0	4,5
C1	2640	2200	2370	16,6	7,5
C2	2630	2190	2360	16,6	7,6
C3	2630	2060	2270	21,6	10,5
D1	2740	2570	2640	6,1	2,4
D2	2770	2490	2590	10,1	4,1

* Provete com várias fragmentações no decurso das determinações.



Fig. 6 – Molde e compactador mecânico



Fig. 7 – Molde cilíndrico

Para a compactação foi usado um pilão (cujas características se apresentam no Quadro 5) acoplado a uma placa de aço, com 300 mm de diâmetro, 20 mm de espessura e 100 N de peso (ver Fig. 6). A frequência do pilão de vibração respeita as condições impostas pela *BS1377*. A folga disponível entre o molde e a placa de aço é de cerca de 10 mm (proporcionalmente inferior à da *BS1377*). A força total exercida, incluindo o peso do pilão e o peso da placa, atinge 2954 N.

Quadro 5 – Características do pilão vibrador (Odubanjo, 1968, referido por Veiga Pinto, 1983).

Fabricante	A. B. Vibro Verken, Suécia
Frequência nominal de vibração	43 Hz
Peso estático	354 N
Força dinâmica em operação	2,5 kN
Diâmetro da placa da base	150 mm

Em face do diâmetro do molde ($\phi=300$ mm), a dimensão máxima das partículas da mistura foi limitada a 2" ($\phi \approx 6D_{\max}$) e foram realizados ensaios com percentagens variáveis da fracção grossa (material retido no peneiro de \mathcal{P}) presente na mistura (Figura 8). Para a determinação de cada ponto da curva de compactação, os materiais foram colocados em 2 camadas, cada uma com cerca de 52 mm de altura (após compactação), sobre uma camada de base previamente compactada, conforme se pode observar na Figura 9.

Estudos anteriores, efectuados por Veiga Pinto (1983), mostraram que se obtém o assentamento máximo por aplicação da carga vibratória com uma duração entre 9 e 12 minutos e que cerca de 90% deste assentamento é atingido com cerca de 6 minutos de actuação da carga.

Não havendo experiência prévia acerca do tempo de vibração a aplicar para os materiais em estudo, optou-se pela medição da variação da altura em função do tempo de vibração, em cada uma

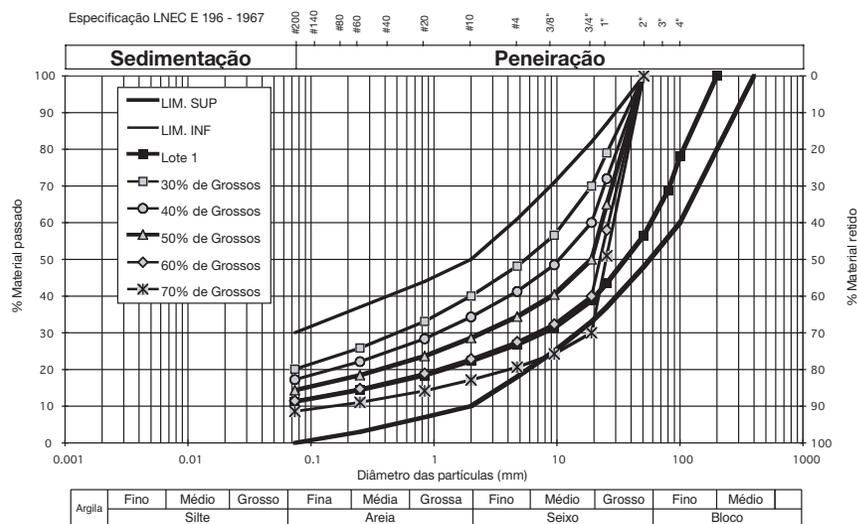


Fig. 8 – Curvas granulométricas, truncadas ao peneiro 2”, das amostras do lote 1, ensaiadas com percentagens variáveis da fracção grossa (retido no peneiro p”)

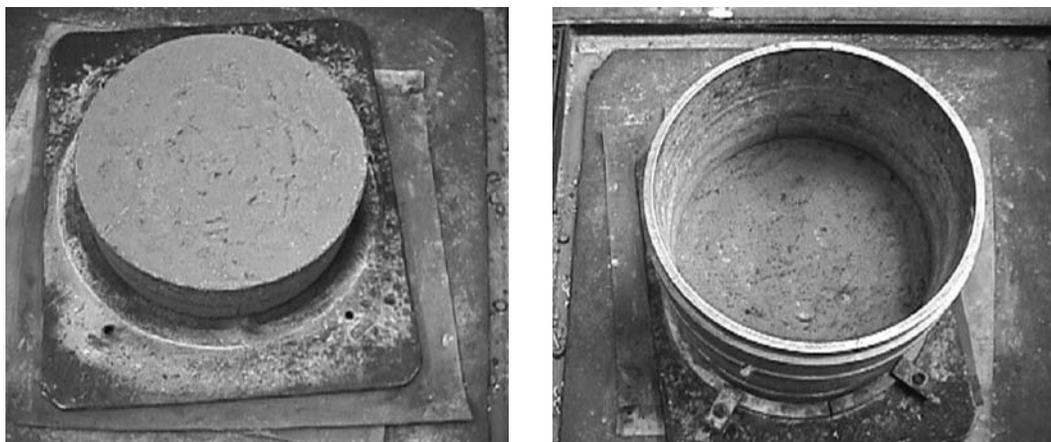


Fig. 9 – Camada de base do molde.

das camadas e para o conjunto das duas camadas, e, com base nesta, a variação do peso volúmico seco correspondente. Na Figura 10 apresenta-se a evolução do peso volúmico seco com o tempo de vibração, para cada uma das camadas e para o conjunto das duas camadas, para dois valores do teor em água (9,0 e 11,2%), obtida para uma mistura do lote 5 com 30% de grossos. Na interpretação dos resultados admitiu-se que:

- a deformação da camada de base era desprezável, pelo que a variação da altura do solo, com apenas uma camada, era devida apenas à compactação desta camada (interpretação referenciada na legenda da Figura 10 como *camada 1*);
- na compactação da segunda camada, a espessura da camada inferior se manteve inalterada (interpretação referenciada como *camada 2*);

– os deslocamentos registados no topo da 2ª camada foram considerados como afectos a toda a espessura de solo a compactar (interpretação referenciada como *camadas 1 e 2*), hipótese geralmente admitida na interpretação dos ensaios de compactação.

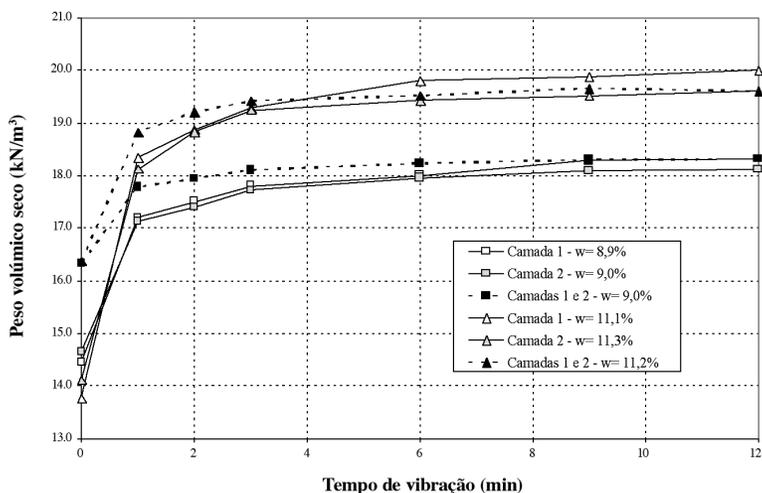


Fig. 10 – Evolução do peso volúmico seco com o tempo de vibração, para valores do teor em água de cerca 9,0 e 11,2%, nas camadas 1, 2 e conjuntamente 1 e 2, para as amostras do lote 5 com 30% de grossos

A análise da Figura 10 permite verificar que, para um tempo de vibração não inferior a cerca de 6 minutos, os resultados não são, em termos práticos afectados pelo método seleccionado para a sua interpretação, pelo que seguidamente os resultados serão obtidos mediante a consideração conjunta das camadas 1 e 2.

Para validar o recurso aos ensaios de vibração para o estudo da compactação, numa primeira fase, procurou-se comparar os resultados obtidos através deste procedimento com os ensaios de Proctor convencionais. Assim, realizaram-se ensaios de vibração com o material passado no peneiro P²⁰, cuja evolução do peso volúmico com o tempo de vibração é apresentada na Figura 11, tendo-se verificado as seguintes ocorrências:

- para valores elevados do teor em água, e para elevados tempos de vibração, ocorria sistematicamente refluimento dos materiais finos (Figura 12), pelo que o ensaio perdia validade, sendo interrompido de imediato;
- para o maior valor do teor em água ensaiado (de 13,8%), após cerca de 2 minutos de vibração, registou-se um empolamento (a altura das camadas aumentou), possivelmente devido à ocorrência de alguma tendência para a segregação do material; consequentemente produziu-se uma diminuição do respectivo peso volúmico seco;
- nos restantes ensaios, independentemente do teor em água de colocação, todos os materiais ensaiados atingiram praticamente o seu peso volúmico seco máximo ao fim de 9 minutos de vibração.

Os resultados obtidos em função do tempo de vibração são, na Figura 13, comparados com a curva de compactação obtida no ensaio de Proctor normal. A análise desta figura permite concluir:

- do lado seco da curva de compactação e para desvios do teor em água superiores a 1%, não é possível atingir, pelo processo de vibração, pesos volúmicos secos comparáveis aos obtidos pelo processo de apiloamento, independentemente do tempo de vibração;

- do lado húmido, para elevados desvios do teor em água, o processo de vibração tem que ser interrompido após algum tempo de vibração, devido à ocorrência de refluxo;
- para pequenos desvios do teor em água do lado húmido, produz-se alguma segregação dos materiais, atingindo-se o peso volúmico seco máximo após apenas cerca de 2 minutos de vibração;
- as curvas de compactação obtidas por vibração são lineares para tempos de vibração inferiores a 3 minutos e têm andamento não linear, apresentando máximos, após 3 minutos de vibração;
- os valores do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo obtidos por vibração após 9 minutos e por apiloamento são praticamente coincidentes, podendo concluir-se que, neste instante, as energias aplicadas são equivalentes;
- para tempos de vibração inferiores, nomeadamente para 6 minutos, o peso volúmico seco máximo é ligeiramente inferior, mantendo-se, em termos práticos, o valor do teor em água óptimo;
- a curva de compactação obtida por apiloamento apresenta uma forma muito mais achatada do que a obtida, ao fim de 9 minutos, por vibração, pelo que a identificação do ponto óptimo é facilitada através dos procedimentos de vibração.

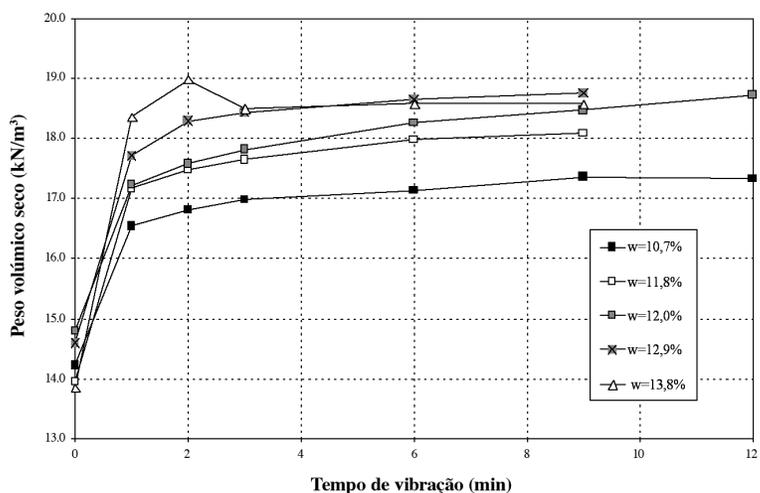


Fig. 11 – Evolução do peso volúmico seco com o tempo de vibração para as amostras do lote 5 com 0% de grossos.



Fig. 12 – Refluxo dos finos.

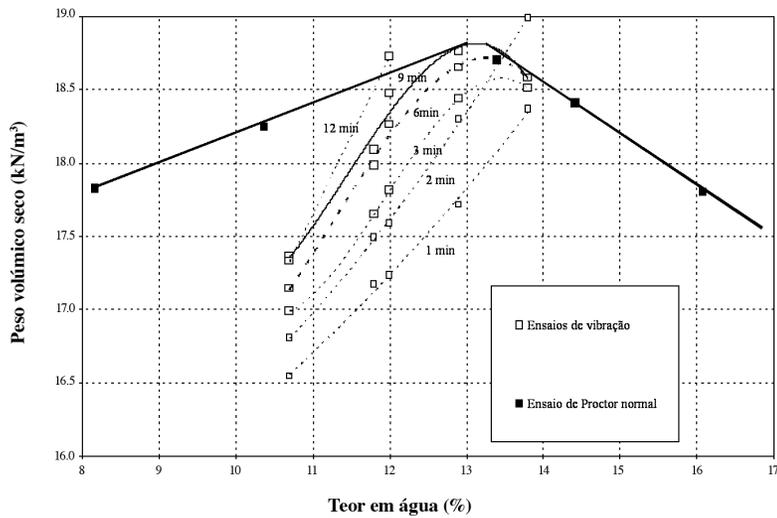


Fig. 13 – Comparação das curvas de compactação obtidas por vibração (em função do tempo de vibração) com a curva de compactação do ensaio Proctor normal.

Seguidamente, realizaram-se ensaios de compactação por vibração com diferentes percentagens da fracção grossa (entre 30% e 67,7%), utilizando os lotes disponíveis.

Na Figura14 apresenta-se, a título de exemplo, a evolução do peso volúmico seco com o tempo de vibração para uma mistura do lote 5 com 30% de elementos grossos, sendo o comportamento, no essencial, semelhante ao descrito para a fracção fina, designadamente no que se refere à ocorrência de refluimento para elevados teores em água e à compactação ser praticamente total após 9 minutos de vibração. No entanto, com o aumento da percentagem de elementos grossos, verifica-se que desaparece a tendência, anteriormente relatada, para o empolamento dos materiais, dado que a segregação dos finos, presentes em menores quantidades, não parece ser suficiente para produzir o aumento do volume da amostra.

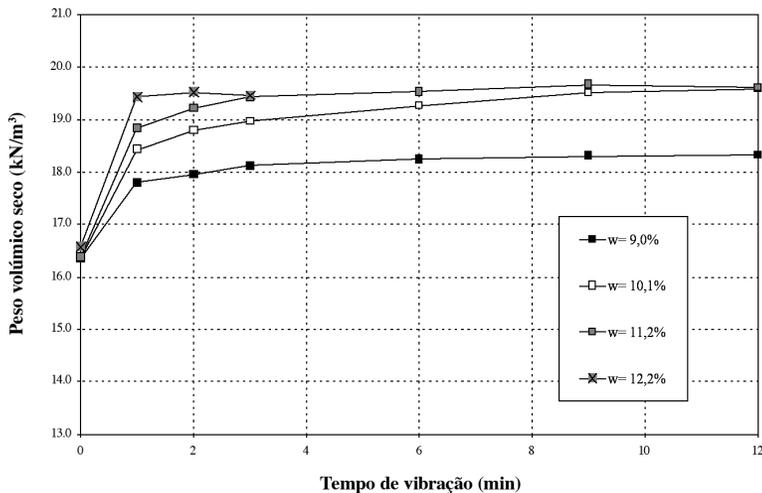


Fig. 14 – Evolução do peso volúmico seco com o tempo de vibração para as amostras do lote 5 com 30% de grossos.

Nas Figuras 15, 16, 17 e 18 representam-se conjuntamente as curvas de compactação para diferentes tempos de vibração obtidas para as amostras do lote 5, respectivamente, com 30%, 40%, 50% e 60% de fração grossa. Nestas figuras inclui-se o ponto óptimo do ensaio de Proctor normal, com coordenadas iguais a $w_{opt} = 13,2\%$ e $\gamma_{d\ max} = 18,73\ kN/m^3$.

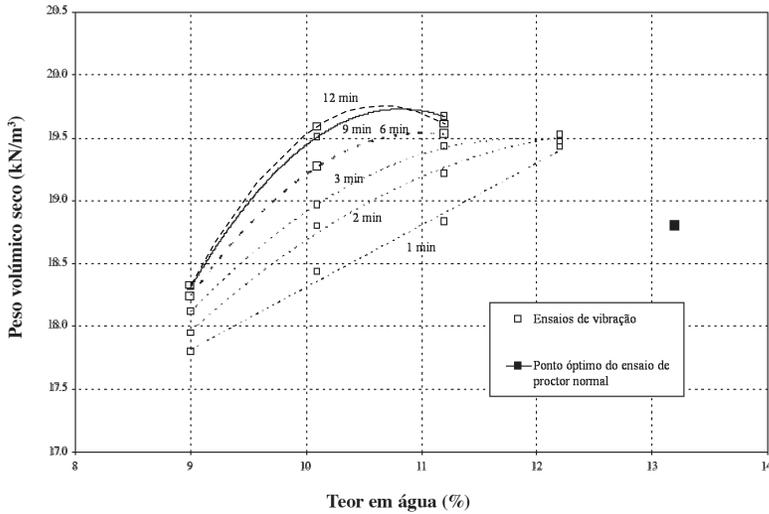


Fig. 15 – Representação conjunta das curvas de compactação obtidas por vibração (em função do tempo de vibração) com 30% de grossos e do ponto óptimo do ensaio de Proctor normal.

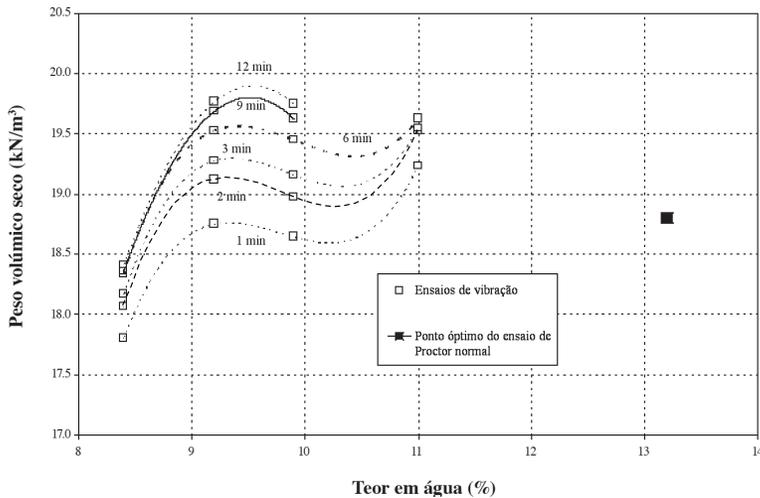


Fig. 16 – Representação conjunta das curvas de compactação obtidas por vibração (em função do tempo de vibração) com 40% de grossos e do ponto óptimo do ensaio de Proctor normal.

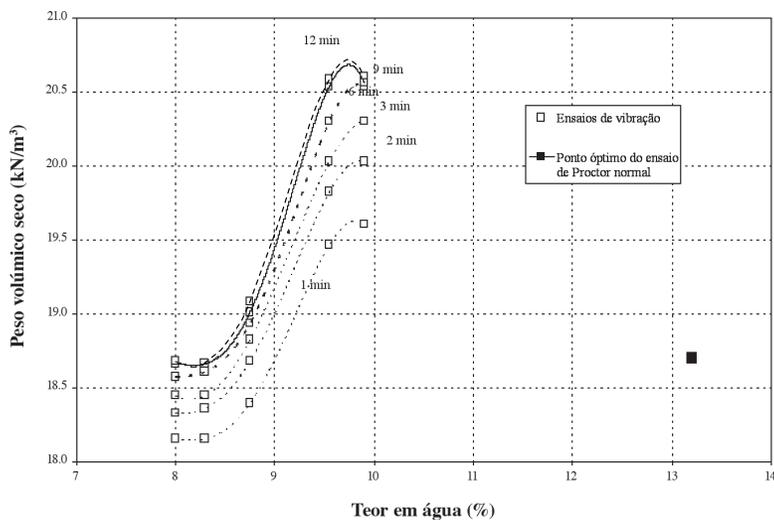


Fig. 17 – Representação conjunta das curvas de compactação obtidas por vibração (em função do tempo de vibração) com 50% de grossos e do ponto óptimo do ensaio de Proctor normal.

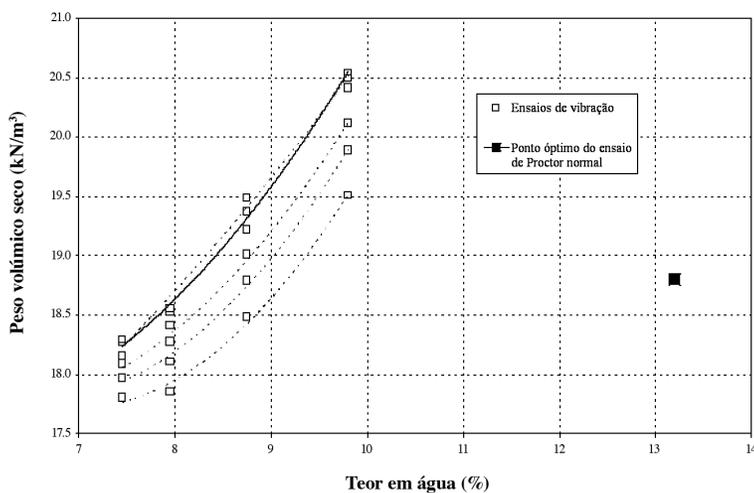


Fig. 18 – Representação conjunta das curvas de compactação obtidas por vibração (em função do tempo de vibração) com 60% de grossos e do ponto óptimo do ensaio de Proctor normal.

A observação destas figuras permite tecer algumas considerações:

- para 30% de grossos (Figura 15) as curvas de compactação, inicialmente lineares, evoluem para a forma característica dos solos finos, apresentando apenas um valor máximo, aqui considerado o ponto óptimo da mistura;
- para 40% de grossos e para tempos de vibração até 6 minutos (Figura 16), a curva de compactação apresenta uma inversão de curvatura, registando-se numa primeira fase um aumento do peso volúmico seco com o teor em água, depois uma ligeira diminuição, seguida, finalmente, por um novo aumento; para vibrações com duração superior a 6 minutos e para teores

em água elevados verificou-se a ocorrência de refluimento, pelo que o ensaio foi interrompido; o ponto óptimo foi associado ao valor máximo absoluto (com curvatura negativa);

- um andamento semelhante, com variação de curvatura, foi encontrado para as curvas de compactação relativas a misturas com 50% de grossos (Figura 17); contudo, as curvas apresentam valores praticamente constantes para teores em água inferiores a 8,3%, subindo depois e atingindo o valor máximo para valores dos teores em água próximos de 10%; este último foi tomado como ponto óptimo da mistura;
- para 60% de grossos (Figura 18) não foi possível determinar um máximo relativo, uma vez que para teores em água superiores aos ensaiados se verificava sistematicamente, logo a partir das fases iniciais da vibração, a ocorrência de segregação e de refluimento; as curvas de compactação obtidas são, assim, monotonicamente crescentes.

Na Figura 19 apresentam-se algumas fotografias da mistura composta por 60% de grossos para o ponto com 8,8% de teor em água, após a realização da vibração.



Fig. 19 – Provete com 60% de grossos e um teor em água de 8,8%.

Uma explicação plausível para a variação do andamento das curvas de compactação em função da percentagem de grossos será a evolução granulométrica da fracção grossa do material, devido ao efeito combinado do teor em água e do processo de compactação.

Para o tipo de material ensaiado (proveniente da alteração de xistos e de grauvaques), verifica-se que as partículas grossas apresentam sensibilidade à água, sendo na sua presença mais facilmente fracturáveis, pelo que o material objecto de compactação apresentará características diferenciadas quando ensaiado com pequenas quantidades de água ou com quantidades superiores.

Na Figura 20 apresentam-se as curvas granulométricas da mistura do lote 4 com 50% de grossos, antes da compactação e após compactação, com teores em água de 9,3% e de 10,1%. A sua análise permite verificar que as partículas com dimensões entre 3/4" (19,1 mm) e 2" (50,8 mm), inicialmente presentes numa percentagem de cerca de 50%, após compactação reduziram a sua percentagem para cerca de 38%, tendo-se fraccionado, maioritariamente, em partículas com dimensões compreendidas entre 4,75 mm (peneiro n.º 4) e 19,1 mm (p").

Na Figura 21 representam-se as curvas de compactação obtidas, após 9 minutos de vibração, para os materiais do lote 5, com diferentes percentagens de grossos. Estão também aí assinalados os pontos óptimos considerados na interpretação dos ensaios que se segue. Dado o andamento sempre monotonicamente crescente da curva definida para a percentagem de 60% de grossos, como aproximação, foi adoptado, como ponto óptimo, a determinação com o teor em água mais elevado.

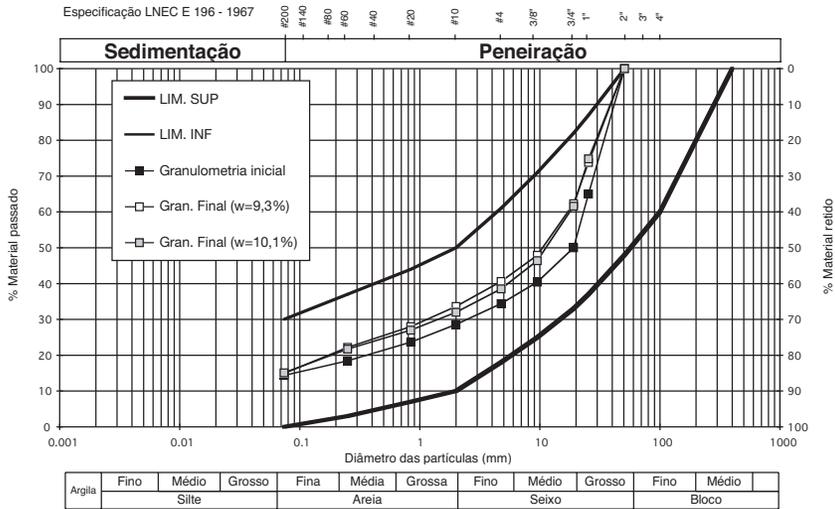


Fig. 20 – Curvas granulométricas da mistura do lote 4 com 50 % de grossos antes e após compactação com teores em água de 9,3 e 10,1%.

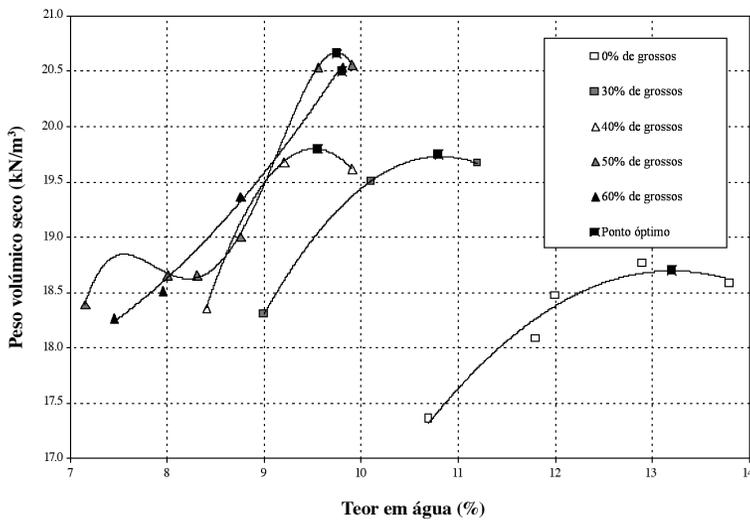


Fig. 21 – Representação conjunta das curvas de compactação do lote 5, após 9 minutos de vibração, e dos respectivos pontos óptimos.

Nas Figuras 22 e 23 representam-se as curvas de compactação obtidas, após 9 minutos de vibração, para os materiais dos restantes lotes (lotes 1 e 4) e para diversas percentagens de grossos, sendo igualmente especificados os pontos óptimos assumidos.

4.3 – Análise dos Resultados

Na análise dos resultados dos ensaios de vibração foi adoptada a abordagem proposta por Torrey e Donaghe (1994), tendo sido avaliados os valores do coeficiente de interferência do peso volumétrico seco, I_C – com base na determinação prévia do grau de compactação da fracção fina, F_F

(por aplicação da equação (7)), e na aplicação da equação (4) – e no factor correctivo do teor em água óptimo, F_{opt} , calculado por recurso à equação (5).

No Quadro 6 apresentam-se os resultados obtidos, em termos de peso volúmico seco máximo ($\gamma_{d\max}^T$) e de teor em água óptimo (w_{opt}^T) do material integral. Para cada lote, são também aí transcritos os valores de referência dos ensaios de Proctor normal ($\gamma_{d\max}^F$ e w_{opt}^F) e os valores calculados de F_F de I_C e de F_{opt} , admitindo para a densidade das partículas da fracção retida no peneiro n.º 4 o valor médio da densidade dos blocos ensaiados (ver Quadro 4, $G_M = 2,43$).

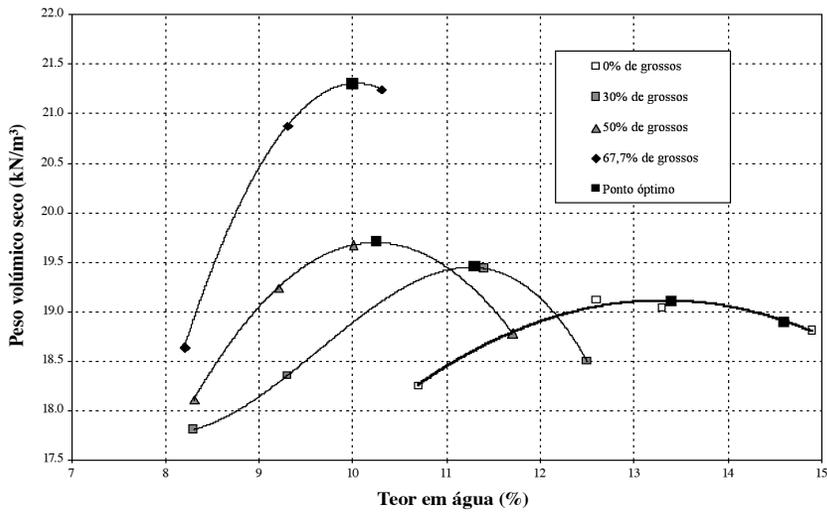


Fig. 22 – Representação conjunta das curvas de compactação do lote 1, após 9 minutos de vibração, e dos respectivos pontos óptimos.

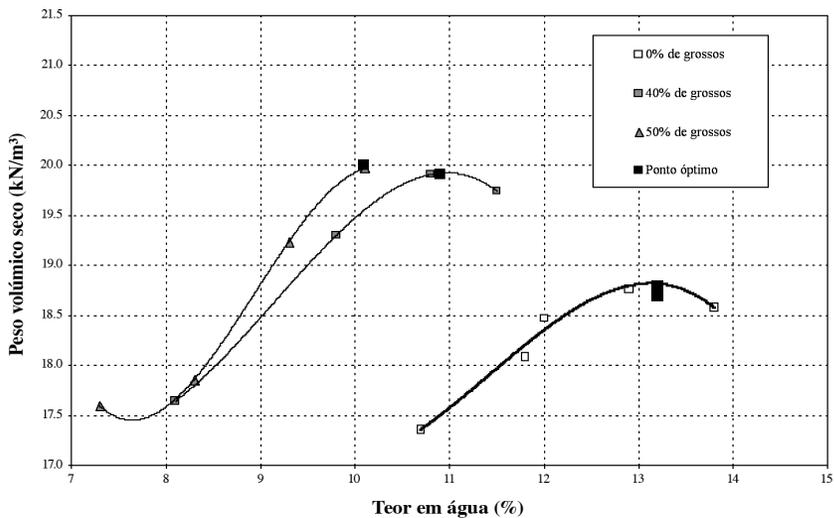


Fig. 23 – Representação conjunta das curvas de compactação do lote 4, obtidas após 9 minutos de vibração, e dos respectivos pontos óptimos.

A análise deste quadro permite confirmar que, nas misturas de solo-enrocamento, no ponto óptimo, os finos apresentam um grau de compactação inferior a 100%, tendendo, como seria de esperar, a ser tanto menor quanto maior for a fracção grossa presente. Nos ensaios realizados, o grau de compactação dos finos oscilou entre 89% (no lote 1, com 50% de grossos) e 98% (no lote 5, com 30% de grossos).

Quadro 6 – Determinação de F_F , de I_C e de F_{opt}

Lote	Ensaio de Proctor de referência	P_G (%)	w_{opt}^T (%)	$\gamma_{d\max}^T$ (kN/m ³)	F_F	I_C	F_{opt}
1	$\gamma_{d\max}^T = 18,9 \text{ kN} / \text{m}^3$ $w_{opt}^F = 14,6\%$	30	11,3	19,4	0,955	1,310	4,307
		50	10,2	19,7	0,889	0,732	2,849
		67,7	10,0	21,3	0,922	0,561	2,157
4	$\gamma_{d\max}^F = 18,8 \text{ kN} / \text{m}^3$ $w_{opt}^F = 13,5\%$	40	10,8	19,9	0,954	0,982	3,125
		50	10,1	20,0	0,916	0,754	2,673
5	$\gamma_{d\max}^F = 18,7 \text{ kN} / \text{m}^3$ $w_{opt}^F = 13,5\%$	30	10,8	19,8	0,984	1,350	4,120
		40	9,6	19,8	0,951	0,979	3,495
		50	9,7	20,7	0,974	0,802	2,738
		60	9,8	20,5	0,906	0,621	2,270

A partir dos valores calculados, procedeu-se à representação gráfica dos valores de I_C (Figura 24) e do seu logaritmo (Figura 25) em função do logaritmo da percentagem dos grossos. Como se pode verificar, a correlação relativamente aos dados dos ensaios é superior quando se adopta uma relação bilogarítmica, pelo que é adoptada a seguinte relação entre as variáveis:

$$\log I_C = 1,7193 - 1,0802 \log P_G (\%) \quad (R^2 = 0,9929) \quad (13)$$

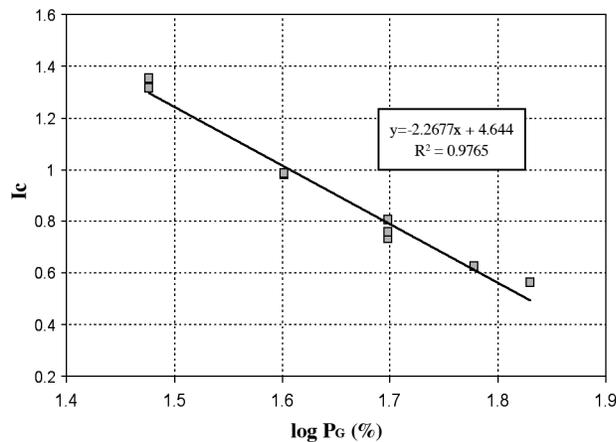


Fig. 24 – Correlação semi-logarítmica entre I_C e P_G

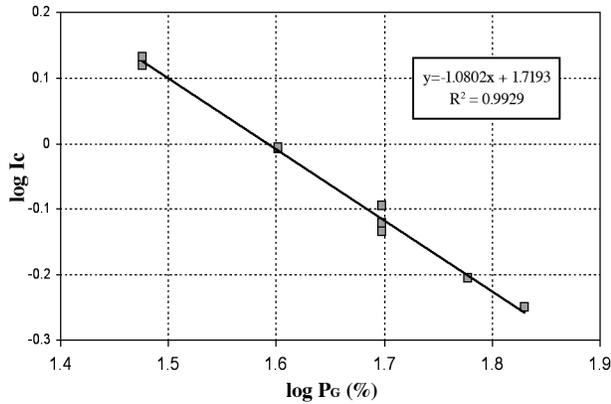


Fig. 25 – Correlação bilogarítmica entre I_C e P_G

Procedendo do mesmo modo relativamente a F_{opt} (Figura 26 e Figura 27), verifica-se que a correlação para a expressão bilogarítmica é superior, não atingindo, no entanto, o valor do coeficiente R^2 encontrado para I_C . A equação de cálculo interpolada é a seguinte:

$$\log F_{opt} = 1,873 - 0,845 \log P_G (\%) \quad (R^2 = 0,9769) \quad (14)$$

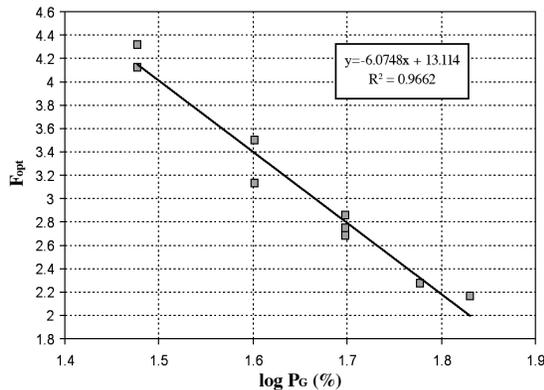


Fig. 26 – Correlação semi-logarítmica entre F_{opt} e P_G

No decurso da realização dos ensaios foram efectuadas algumas determinações dos teores em água de cada uma das fracções presentes, as quais evidenciaram uma muito pequena oscilação do teor em água da fracção grossa relativamente ao seu valor médio (igual a cerca de 4,7%). Esta variação mostrou-se praticamente independente do teor em água do material integral.

Para tentar melhorar a correlação entre os resultados experimentais e a expressão de interpolação, considerou-se pertinente testar uma nova metodologia, a qual admite que o teor em água da fracção grossa se mantém constante e, com base no teor em água óptimo da amostra integral, avalia o teor em água dos finos por aplicação da equação (3). Na Figura 28 representam-se os resultados obtidos, bem como a respectiva curva de interpolação, a qual melhora um pouco o valor do coeficiente R^2 .

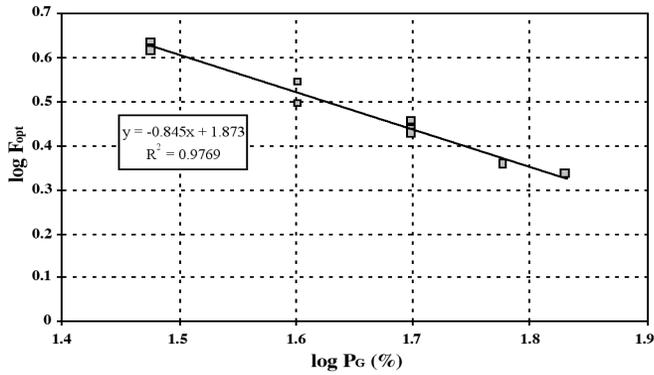


Fig. 27 – Correlação bilogarítmica entre F_{opt} e P_G

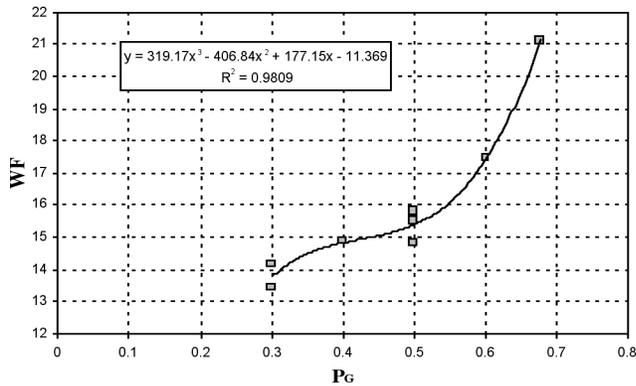


Fig. 28 – Correlação entre o w_F e P_G

Foi determinada a seguinte expressão:

$$w_F = 319,17 P_G^3 - 406,84 P_G^2 + 177,15 P_G - 11,369 \quad (R^2 = 0,9809) \quad (15)$$

Nas Figuras 29 e 30 comparam-se as fórmulas de Torrey e Danaghe (1994) com as relações deduzidas a partir dos ensaios de vibração realizados. Na Figura 29 comparam-se, em coordenadas bilogarítmicas, a expressão (8), válida para percentagens de grossos inferiores a 50%, com a expressão (13) agora deduzida. A Figura 30 apresenta, em coordenadas semi-logarítmicas, a comparação das expressões (8) e (9), aplicáveis para percentagens de grossos até 70%, com a expressão (13). Verifica-se que a diferença das expressões é tanto maior quanto menor for a percentagem de grossos e que os valores obtidos são superiores aos calculados pela expressão dos referidos autores.

Como anteriormente se referiu, os ensaios de vibração foram realizados com percentagens de grossos compreendidas entre 30 e 67,6%. No sentido de validar as suas condições de aplicação, representam-se nas Figuras 31 e 32, respectivamente, os valores do grau de compactação da fracção fina, F_f (calculados por aplicação da equação (4) e admitindo $G_M = 2,43$) e do peso volúmico seco máximo do material integral, $\gamma_{d\max}^F$, em função da percentagem de grossos.

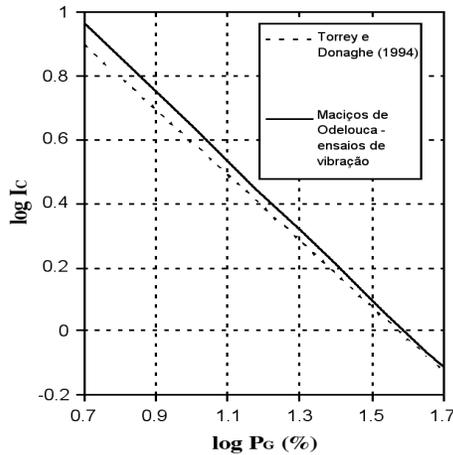


Fig. 29 – Representação conjunta das expressões (8) e (13).

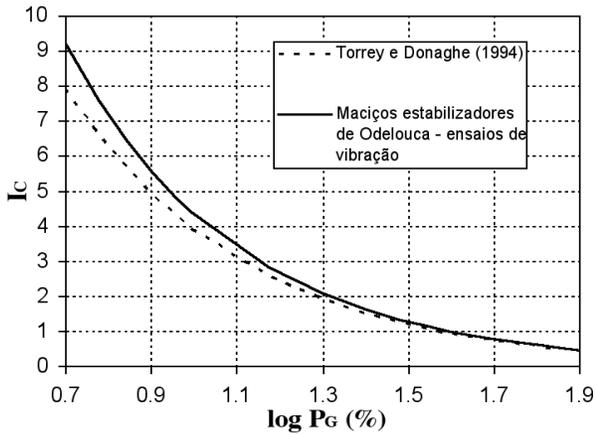


Fig. 30 – Representação conjunta das expressões (8), (9) e (13).

A sua análise permite apurar que a expressão (13) apresenta valores do grau de compactação superiores a 100% para percentagens de grossos inferiores a 20%, o que não parece ter qualquer contrapartida real. Para estas percentagens de fracção grossa, verifica-se que o peso volúmico seco máximo do material integral é praticamente igual ao peso volúmico seco máximo da fracção fina. No restante domínio a curva obtida tem um andamento muito regular e sempre excedendo os valores deduzidos com base nas expressões (8) e (9).

Em termos de peso volúmico seco máximo da amostra integral (Figura 32), recorrendo às expressões (8) e (9), para percentagens de grossos inferiores a 30% obtêm-se pesos volúmicos secos máximos da amostra integral inferiores ao relativo ao ensaio de Proctor normal, o que não é confirmado experimentalmente. Os valores obtidos com a expressão (13), agora deduzida, são sempre superiores ao peso volúmico máximo seco da fracção fina, obtido no ensaio de Proctor normal. A curva é decrescente, até percentagens de 20% de elementos grossos, e crescente, no restante domínio. Estes resultados são o reflexo do efeito conjunto do adensamento da fracção fina, expresso por F_F , e da presença, no interior da matriz fina, de partículas grosseiras de densidade superior.

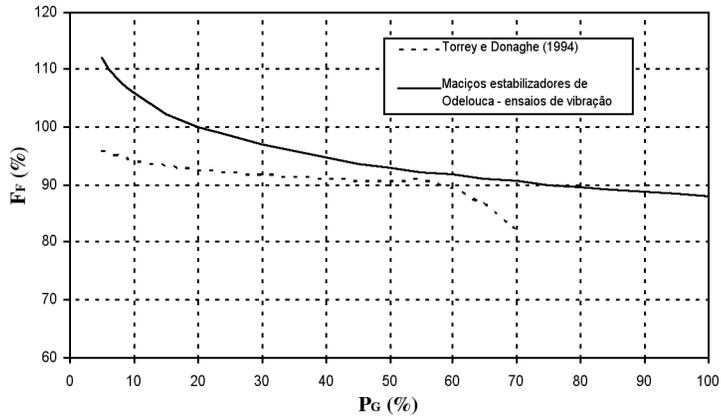


Fig. 31 – Grau de compactação da fracção fina em função da percentagem de grossos.

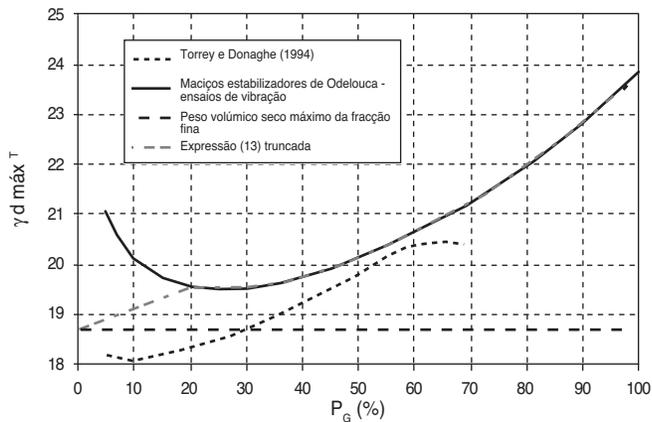


Fig. 32 – Peso volúmico seco máximo do material integral em função da percentagem de grossos.

De forma a ter em conta as objecções anteriores e conferir consistência às correcções apresentadas, sugere-se que a aplicação da expressão (13) seja limitada a percentagens de grossos superiores a 20%. Para percentagens inferiores propõe-se a adopção de um valor de F_F constante e igual a 100% (ver recta a traço ponto na Figura 32).

Na Figura 33 comparam-se, em coordenadas bilogarítmicas, a fórmula (10) de Torrey e Donaghe (1994) com a relação (14) deduzida a partir dos ensaios de vibração realizados. A diferença das expressões é tanto maior quanto maior a percentagem de grossos. Os valores agora obtidos para F_{opt} são inferiores aos calculados pela expressão dos citados autores.

Complementarmente, a partir de F_{opt} – dado pelas expressões (10) e (14) – e por aplicação da equação (5) (com w_{opt}^T igual a 13,35%), e de w_F – dado pela expressão (15) – e por aplicação da equação (3) (com w_C igual a 4,7%), foram calculados os valores do teor em água óptimo da amostra integral, w_{opt}^T , em função da percentagem de grossos, que se representam na Figura 34.

Os resultados calculados a partir das equações (10) e (14) mostram que o teor em água óptimo da amostra integral é sempre monotonicamente decrescente com a percentagem de grossos, sendo

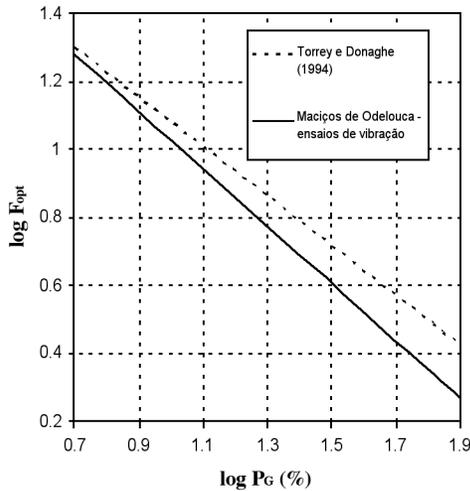


Fig. 33 – Representação conjunta das expressões (10) e (14).

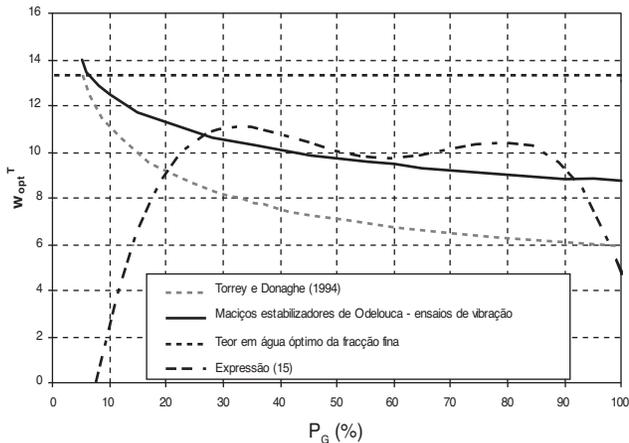


Fig. 34 – Teor em água óptimo do material integral em função da percentagem de grossos.

os valores obtidos para os maciços de Odelouca (expressão (14)) sempre superiores aos deduzidos por Torrey e Donaghe (equação (10)). Ambas as expressões apresentam valores excessivos e superiores ao teor em água óptimo do ensaio de Proctor normal para percentagens de grossos reduzidas. Por outro lado, para elevadas percentagens de grossos, tendem assintoticamente para teores em água (de 5,9% a expressão (10) e de 8,8% a expressão (14)) bem superiores aos obtidos para a fracção grossa (cerca de 4,7% em média). Assim, sugere-se que o campo de aplicação destas expressões seja limitado inferiormente a 10% de grossos e superiormente a percentagens de 70%.

A expressão alternativa (15) apresenta um andamento muito diferente das restantes, especialmente para percentagens de grossos extremas (muito reduzidas ou muito elevadas). Salienta-se que a sua dedução baseou-se em ensaios sobre misturas com percentagens de grossos compreendidas entre 30 e 66,7% (limite inferior do fuso granulométrico dos maciços de Odelouca). Comparando-a com as anteriores, verifica-se que terá algum significado a partir dos 25% até cerca de 65% de grossos, não parecendo credível o seu andamento para percentagens superiores, onde a curva evolui, primeiramente, de um modo ascendente, descendendo rapidamente até ao teor em água dos grossos.

Da análise efectuada recomenda-se para o controlo da compactação dos maciços estabilizadores de Odelouca, a utilização da expressão (14) a partir de percentagens de grossos de cerca de 10%, ou, em alternativa, a expressão (15), com correlação superior, desde que as percentagens de grossos estejam compreendidas entre 25 e 65%.

4 – CONCLUSÕES

Foram apresentados os resultados obtidos com ensaios de vibração realizados em misturas de solo-enrocamento, provenientes da alteração de xistos e grauvaques, constituintes dos maciços estabilizadores da barragem de Odelouca, para os quais não existiam equações de correcção do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo.

Os resultados dos ensaios de vibração permitiram evidenciar os seguintes aspectos:

- todos os materiais ensaiados atingiram praticamente o seu peso volúmico seco máximo ao fim de 9 minutos de vibração, independentemente do teor em água de colocação;
- do lado seco da curva de compactação e para desvios do teor em água superiores a 1%, não é possível atingir, pelo processo de vibração, pesos volúmicos secos comparáveis aos obtidos pelo processo de apiloamento, independentemente do tempo de vibração;
- do lado húmido, para elevados desvios do teor em água, o processo de vibração tem que ser interrompido após algum tempo, devido à ocorrência de refluxo;
- em ensaios efectuados apenas sobre a fracção fina (0% de grossos), os valores do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo obtidos por vibração após 9 minutos e por apiloamento são praticamente coincidentes, podendo concluir-se que as energias aplicadas são equivalentes;
- a curva de compactação obtida por apiloamento apresenta uma forma muito mais achatada do que a de vibração, pelo que a identificação do ponto óptimo é facilitada através dos procedimentos de vibração.
- para pequenas percentagens de grossos, as curvas de compactação, inicialmente lineares, evoluem para a forma característica dos solos finos, apresentando apenas um valor máximo;
- para percentagens de grossos mais elevadas, as curvas de compactação apresentam uma inversão de curvatura, registando-se numa primeira fase um aumento do peso volúmico seco com o teor em água, depois um ligeira diminuição seguida, finalmente, por um novo aumento; tal poderá ser induzido pela evolução granulométrica da fracção grossa do material, devido ao efeito combinado do teor em água e do processo de compactação.

A análise dos resultados obtidos com o material integral e em ensaios de compactação Proctor com o material truncado, permitiu deduzir expressões bi-logarítmicas para a correcção dos valores do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo para os materiais dos aterros, baseadas numa metodologia desenvolvida por Donaghe e Torrey (1994). Para a correcção do teor em água óptimo foi ainda aplicada uma nova metodologia que caracteriza esta grandeza com base no teor em água da fracção fina.

A comparação das expressões obtidas com as encontradas por Torrey e Donaghe (1994) mostrou a consistência das primeiras relativamente aos materiais em estudo e permitiu aferir os respectivos campos de validade.

5 – AGRADECIMENTOS

As autoras gostariam de agradecer a contribuição do dono de obra, o Instituto da Água (INAG), para o presente trabalho, designadamente, a disponibilidade dos materiais para a realização dos ensaios. Também gostariam de expressar o agradecimento aos técnicos do LNEC, em particular ao Sr. Timóteo Silva, pelo desenvolvimento do trabalho experimental.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASHTO T224. Correction for Coarse Particle in the soil compaction test. Association of State Highway and Transportation Officials, 1982.
- ASTM – D698-00a. *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))*. American Society for Testing and Materials. *Annual Book of ASTM Standards*, 2000.
- ASTM – D4718-87. *Standard Practice for Correction of Unit Weight and Water Content for Soils Containing Oversize Particles*. American Society for Testing and Materials. *Annual Book of ASTM Standards*, 2001.
- Brito, A. *Compactação de Aterros de Barragens. Novas Metodologias de Controlo*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005.
- BS 1377: Part 4. *Soils for Civil Engineering Purposes. Compaction-Related Tests*. BSI 1990.
- COBA, *Barragem de Odelouca a Montante da Ribeira de Monchique*. Projecto Base. 2000.
- Donaghe, R. T.; Townsend, F.C. *Compaction Characteristics of Earth-Rock Mixtures, Report 2, Blended Material*. Miscellaneous Paper S-73-25, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1975.
- Garga, V. K. and Madureira, C.J. *Compaction Characteristics of River Terrace Gravel*. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. Vol.111, No. 8, ASCE, New York, pp. 987-1007, 1985.
- Gorden, B. B.; Hammond, W.D. and Miller, R.K. *Effect of Rock Content on Compaction of Characteristics of Clayey Gravel*. Compaction of Soils. ASTM STP 377. ASTM, Philadelphia, pp.31-46, 1964.
- Houston, S. L.; Walsh, K. D. *Comparison of Rock Correction Methods For Compaction of Clayey Soils*. Journal of Geot. Eng., Vol.119, N°4, 763-778, April, 1993.
- JAE. *Normas da Junta Autónoma de Estradas*. Lisboa, 1998.
- JAE/LNEC. *Controlo de Construção e Caracterização Físico-Mecânica de Aterros de Mistura de Solo-Enrocamento*. Proc. 056/1/11505 . Fevereiro de 1994.
- LNEC, *Aterros com Misturas de Solos e Enrocamentos. O Caso Particular dos Xistos Alterados Existentes em Portugal*, Setembro de 1987.
- LNEC, *Barragem de Odelouca. Metodologia para a Execução e Controlo dos Aterros Experimentais do Material 3*, Relatório 75/2003, NBOA, Proc. 502/1/15343, LNEC, Lisboa, 2003.
- Maranha das Neves, E.; Veiga Pinto, A. *Compaction Control and Random Fill Materials*. 8th Europ. Conf. on SMFE, Helsínquia, vol. 1, pp. 55-58, 1983.

- Normas de Projecto de Barragens. Portaria n°846/93, DR 213/93, série I-B de 1993-09-10. Portugal. 1993.
- NP – EN 1936 – *Métodos de Ensaios para Pedra Natural. Determinação das Massas Volúmicas Real e Aparente e das Porosidades Total e Aberta*, 1936.
- Odubanjo, Y. *A Study of Laboratory Compaction Test Using a Swedish Vibratory Apparatus*. Road Research Lab. Report LR 129. London, pp. 1-19, 1968.
- Torrey, V. H. e Donaghe, R. T. *Compaction Characteristics of Earth-Rock Mixtures*. Miscellaneous Paper GL-91-16, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1991.
- Torrey, V. H. e Donaghe, R. T. *Compaction Control of Earth-Rock Mixtures: A New Approach*. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.17, No. 3, September 1994, pp. 371-386, 1994.
- Trenter, N. A. *Earthworks: a guide*. Thomas Telford Publishing, 2001.
- U.S. Bureau of Reclamation. *Research on Compaction Control Testing for Gravelly Soils*. Soils Engineering Report, No. EM-662, Office of Chief Engineer, Denver, Co, 1963.
- USBR 5515-89. *Procedure for Performing Laboratory Compaction of Soils Containing Gravel*. U.S. Dept. of the Interior. Bureau of Reclamation. Denver. Colo, 1989.
- USCOLD, *Construction Testing of Embankment Materials Containing Large Particles*. U.S: Committee on Large Dams., April 1988.
- Veiga Pinto, A. *Previsão do Comportamento Estrutural de Barragens de Enrocamento*. LNEC, Lisboa, 1983.
- Winter, M.G.; Suhardi, *The Effect of Stone Content on the Determination of Acceptability for Earthworking*. Proc. Conf. Engineered Fills. University of Newcastle upon Tyne. 312-319. 1993.

COMPORTAMENTO DE LINERS SOB A INFLUÊNCIA DE UM CONTAMINANTE ORGÂNICO

Behaviour of liners under the influence of an organic contaminant

Karla Salvagni Heineck*

Augusta Brenner dos Santos**

Rosemar Gomes Lemos***

Juan Antônio Altamirano Flores****

Nilo Cesar Consoli*****

RESUMO – Neste artigo é discutido o comportamento hidráulico e mecânico de misturas de Solo-Bentonita (SB) e de Solo-Cimento-Bentonita (SCB) quando permeadas com água e óleo diesel, assim como a influência da variação do teor de cimento com a finalidade de propiciar resultados capazes de auxiliar em projetos construtivos de barreiras verticais de contaminantes. O programa experimental consistiu na realização de ensaios de compressão não-confinada, ensaios de condutividade hidráulica e ensaios de difração de raios-X. A análise dos resultados permitiu identificar as alterações provocadas na condutividade hidráulica pela variação do fator água-cimento e pelo líquido percolante.

ABSTRACT – The objective of this work is to study the mechanical and hydraulic behavior of soil-cement-bentonite (SCB) and soil-bentonite (SB) mixtures when permeated with water and diesel oil, as well as to investigate the influence of cement content with the purpose of providing results capable of helping in the design of vertical cutoff walls. The experimental program was based on unconfined compression tests, hydraulic conductivity tests and X-ray diffraction tests. The analysis of the results allowed identifying changes in hydraulic conductivity due to the variation of the water-cement ratio and permeant fluid.

PALAVRAS CHAVE – Condutividade hidráulica, contaminante orgânico, bentonita, cimento.

1 – INTRODUÇÃO

Solos com altos teores de argila apresentam baixos valores de condutividade hidráulica. Devido a essa característica as misturas de Solo-Bentonita (SB) e Solo-Cimento-Bentonita (SCB) vem sendo cada vez mais utilizadas nos últimos anos como uma forma de barreira vertical de contenção de

* Professora, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. E-mail: heineck@cpgec.ufrgs.br

** Pesquisadora, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

*** Doutoranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

**** Professor, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. E-mail: juan.flores@ufrgs.br

***** Professor, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. E-mail: consoli@ufrgs.br

contaminantes, sendo que sistemas de barreiras verticais utilizando estes materiais apresentam uma maior rapidez construtiva e um menor custo que os demais processos construtivos consagrados de barreiras de contenção, tais como paredes diafragma, estacas prancha e outros (Xanthakos, 1979).

Este sistema de barreiras recebe a denominação de *Slurry Walls*, ou barreiras de lama, e consiste numa matriz de solo e bentonita, com ou sem a presença do cimento Portland. Deve, contudo, apresentar uma umidade suficiente para manter a mistura com baixa consistência para possibilitar sua disposição dentro da barreira.

As barreiras verticais de contenção têm a finalidade de evitar a contaminação do lençol freático ou de áreas específicas, confinando-as ou impedindo o contato destas com as plumas de contaminantes encontradas no solo, sendo que estas plumas podem ser geradas de várias maneiras: vazamento de tanques de combustível, rompimento de canos, despejo de produtos químicos inadequados, etc. Desta forma esta pesquisa se propõe analisar o comportamento hidráulico do composto Solo-Bentonita e Solo-Cimento-Bentonita quando permeado com óleo diesel, simulando o comportamento de um *liner* quando em contato com um contaminante orgânico.

2 – PESQUISAS ANTERIORES

As barreiras verticais de contenção, conhecidas como *Slurry Walls*, consistem em uma escavação em forma de trincheira, normalmente com 0,60 a 1,50 m de largura (D'Appolonia, 1980), em que as paredes da escavação são suportadas por uma “lama de bentonita”, que posteriormente enrijece dentro do trecho (propriedade tixotrópica) ou é substituída por um material geotécnico (solo).

Xanthakos (1979) menciona que as trincheiras de contenção são preenchidas com Solo-Bentonita ou Solo-Cimento-Bentonita, e passam a constituir uma barreira de materiais misturados por equipamentos móveis, que acompanham o ritmo da escavação. Entre eles pode-se citar as retro-escavadeiras e as carregadeiras de esteiras. Esta é a principal razão para a alta produtividade e diminuição dos custos das barreiras tipo *Slurry Walls*.

Este sistema vem sendo cada vez mais utilizado, porém, apesar de ser um método construtivo bastante difundido, são bastante escassos os dados de parâmetros publicados na literatura, tanto nacional quanto internacional, a respeito das propriedades mecânicas e hidráulicas dos materiais componentes e sobre o seu desempenho após a completa execução da obra, quando percolados por líquidos distintos da água.

2.1 – Barreiras de Solo-Bentonita

Este tipo de barreira começou a ser utilizada para o controle das infiltrações nas escavações (fundações, etc) e, posteriormente, para evitar as infiltrações de poluentes carregados através do lençol freático contaminado (Ryan e Day, 2002).

O material de preenchimento da barreira, ou *backfill*, apresenta uma composição de acordo com as necessidades de projeto, sendo que nesta mistura a bentonita sempre está incluída. Para Xanthakos (1979), a bentonita contribui para uma granulação adequada do material de preenchimento, o que, por sua vez, está relacionada com a condutividade hidráulica do mesmo. A granulometria do solo utilizado na mistura é, portanto, um fator importante na condutividade hidráulica do material de preenchimento como um todo, sendo que quanto menor a condutividade hidráulica no solo, menor será a condutividade hidráulica da mistura de Solo-Bentonita. Desta forma, solos com maior porcentagem de finos plásticos na sua granulometria irão apresentar menores valores de condutividade hidráulica se comparados a materiais de maior diâmetro e não-plásticos (Xanthakos, 1979; D'Appolonia, 1980).

Para se obter uma baixa condutividade hidráulica em barreiras de Solo-Bentonita é essencial a aplicação de uma grande quantidade de finos com características plásticas na sua granulometria, mas ao mesmo tempo a inserção desse material irá gerar uma alta compressibilidade. Uma combinação ótima para se gerar um material de baixa condutividade hidráulica e baixa compressibilidade consiste de uma matriz granular cujos vazios gerados serão preenchidos por solos de grãos finos e bentonita. D'Appolonia (1980), por exemplo, sugere a combinação de uma areia com 20 a 30% de materiais finos (partículas de solo que passam pela abertura da peneira de nº 200) de características plásticas.

Segundo Azambuja (2004), as amostras de Solo-Bentonita apresentam valores de condutividade hidráulica inferiores às das misturas de Solo-Cimento-Bentonita.

2.2 – Barreiras de Solo-Cimento-Bentonita

As barreiras de Solo-Cimento-Bentonita (SCB) são construídas da mesma forma que as barreiras de Solo-Bentonita, porém são mais rasas e normalmente apresentam uma profundidade inferior a 15m (Ryan e Day, 2002), sendo que isto depende do tipo do solo no local. Para Xanthakos (1979), a bentonita serve como sustentação para as partículas de cimento, em misturas de cimento-bentonita, evitando a segregação da lama.

A mistura da lama de SCB é bastante difícil de ser realizada, devido à adição do cimento, devendo ser misturada até atingir uma forma homogênea. Este processo é conhecido como sendo de execução em duas etapas. A primeira etapa consiste da escavação do trecho e a outra é o enchimento da trincheira, conforme Ryan e Day (2002).

Segundo Broderick e Daniel (1990) a adição de cimento Portland melhora a resistência química do solo ao ataque de químicos orgânicos, podendo, em alguns casos, a condutividade hidráulica do solo estabilizado com cimento e permeado com químicos orgânicos ser menor que a condutividade hidráulica do solo não estabilizado e permeado com água.

O cimento Portland quando adicionado à mistura de SB altera as propriedades químicas da bentonita. A mesma é afetada na sua capacidade de inchamento e retenção de água (Koch, 2002). Além disso, o cimento Portland requer mais água na mistura de solo-bentonita para que se consiga atingir o slump adequado para o material ser lançado para dentro da escavação (Ryan e Day, 2002). Com a introdução de mais água, a densidade do material será menor, mais poros serão formados e, conseqüentemente, maior será a condutividade hidráulica da mistura.

A condutividade hidráulica de uma mistura de Solo-Cimento-Bentonita é um resultado de complexas interações entre os vários componentes da mistura. Segundo Ryan e Day (2002), o cimento Portland interfere na capacidade de uma mistura de solo e bentonita de atingir baixos valores de condutividade hidráulica, mas por outro lado, o cimento aumenta a resistência da mistura, sendo que esta resistência é função do fator água-cimento e da sua idade de cura. Segundo Opdyke e Evans (2005), uma resistência à compressão simples mínima de 0,1 MPa é requerida para o projeto de barreiras de contenção contendo solo-bentonita-cimento.

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para atingir o objetivo principal deste trabalho, ou seja, a investigação da condutividade hidráulica de materiais de preenchimento de barreiras hidráulicas, foram utilizados dois materiais compósitos, um contendo a mistura de solo areno-siltoso e bentonita e o outro de solo areno-siltoso, cimento e bentonita, visando avaliar a influência do uso do cimento Portland sobre a condutividade hidráulica do meio percolado com hidrocarbonetos.

A primeira etapa do programa experimental foi a realização de ensaios preliminares de caracterização dos solos utilizados, sendo eles: Solo Residual de Arenito Botucatu (SRAB) e bentonita sódica. Posteriormente foram definidas as dosagens das misturas de SCB a serem trabalhadas no programa experimental, através dos resultados de ensaios de compressão simples. A terceira etapa consistiu na análise do comportamento hidráulico das amostras através de ensaios de condutividade hidráulica realizados em um permeâmetro de parede rígida e, posteriormente, análises por difração de raios X em amostras não saturadas e saturadas com óleo diesel.

3.1 – Materiais Utilizados

a) Solo

O solo utilizado no desenvolvimento desta pesquisa – o Solo Residual de Arenito Botucatu (SRAB) - é uma areia fina siltosa, mal graduada e fracamente plástica. Trata-se de um solo residual pertencente ao horizonte C, substrato de arenito, pertencente à denominada Formação Botucatu, proveniente de uma jazida localizada em São Leopoldo, na grande Porto Alegre, RS.

A curva granulométrica apresentada na Figura 1 mostra um solo composto por 5% de argila (<0,002mm), 38,9% de silte (0,002 a 0,075mm) e 56,1% de areia, sendo que 47,3% composta por areia fina (0,075 a 0,042mm) e somente 8,8% de areia média (0,042 a 2,0mm). O material é classificado como uma areia siltosa de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995), e SM (areia siltosa) conforme ASTM D 2487 (1993), conhecendo os limites de liquidez (LL) de 22% e limite de plasticidade (LP) de 19%, determinados no programa experimental.

O SRAB possui densidade real dos grãos (G) de 2,65. Ensaio de difração de Raios-X mostraram a presença predominante do argilomineral caulinita.

b) Bentonita

A bentonita utilizada foi adquirida comercialmente. As características determinadas em laboratório da bentonita sódica utilizada nos experimentos são as seguintes: limite de plasticidade: 139%; limite de liquidez de 608% e densidade real dos grãos (G) de 2,66.

Através da curva granulométrica, também apresentada na Figura 1, verifica-se um solo com 36% de argila (<0,002mm) e 64% de silte (entre 0,002 a 0,075mm), sendo classificada como CH (argila inorgânica de alta plasticidade) pela classificação unificada (ASTM D 2487/93).

c) Cimento

Como agente cimentante adotou-se cimento tipo Portland CP-V de alta resistência inicial (ARI), adquirido junto a um estabelecimento comercial da cidade de Porto Alegre (RS-Brasil), este cimento tem a peculiaridade de atingir altas resistências iniciais já nos primeiros dias da aplicação.

d) Água

A água destilada foi utilizada na preparação de todos os corpos de prova, bem como nos ensaios de condutividade hidráulica.

e) Óleo Diesel

Nesta pesquisa, foi empregado como contaminante à base de hidrocarbonetos o óleo diesel, obtido junto à Refinaria Alberto Pasqualini S.A. – REFAP (2003), da cidade de Canoas/RS. O óleo diesel apresenta um comportamento não volátil, sendo imiscível em água. A densidade unitária do óleo diesel é de 0,84 e viscosidade de 1,8 cSt (ASTM D445, 2006).

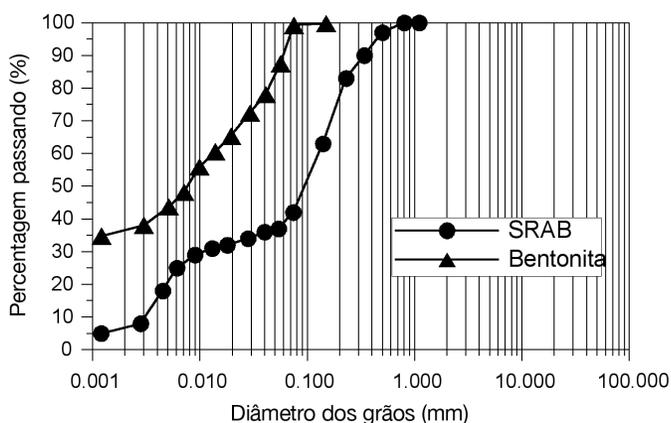


Fig. 1 – Curva granulométrica do SRAB e da Bentonita.

3.2 – Definição da Dosagem dos Materiais nas Misturas

Foram testados diversos teores de umidade, entre 60 e 200%, no intuito de definir o teor de umidade a ser utilizado nas misturas. Optou-se por um teor de umidade de 100% e um teor de bentonita de 12%, pois com estes se conseguiu obter uma amostra com alta trabalhabilidade e sem que houvesse a segregação dos materiais. Os teores de bentonita e cimento, apresentados na Tabela 1, foram escolhidos baseando-se em valores relatados na literatura (Ryan e Day, 2002) e na experiência do grupo de pesquisa em trabalhos anteriores (Azambuja, 2004; Santos, 2005). A escolha de diferentes fatores água-cimento para uma mesma umidade teve como objetivo verificar a interferência da adição do cimento no comportamento mecânico e hidráulico da mistura.

Tabela 1 – Dosagem dos Materiais.

Bentonita (%)	Fator a/c	Cimento (%)
12,0	–	0
12,0	2	50
12,0	4	25
12,0	6	16,7

3.3 – Preparação das Amostras

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples foi realizada em moldes bipartidos de PVC com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Para a preparação das amostras os componentes foram adicionados em um recipiente colocando-se primeiramente a bentonita e o SRAB, misturando-se até atingir a homogeneização dos materiais. A seguir se colocava aos poucos a água; caso fosse uma amostra com cimento este também era adicionado aos poucos. Esta seqüência foi a mais apropriada, pois permitiu que os grumos de bentonita formados em contato com a água fossem facilmente desagregados, propiciando assim uma melhor homogeneização da mistura. Durante este processo todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar as perdas de umidade por evaporação.

Somente os corpos de prova com cimento puderam ser desmoldados, o que foi feito quando o mesmo apresentou resistência suficiente capaz de não provocar danos na amostra (em torno de 48 horas). Os corpos de prova de solo-bentonita não apresentaram consistência suficiente, impossibilitando os ensaios de resistência à compressão simples. Após desmoldados, os corpos de prova de SCB foram pesados com precisão de 0,01 gf, medidos com precisão de 0,01 cm e acondicionados em sacos plásticos até completar o período de cura de 7 dias.

Para os ensaios de condutividade hidráulica, as misturas foram realizadas seguindo os mesmos princípios descritos acima, porém, por se tratar de um permeâmetro de parede rígida, a mistura, depois de homogeneizada, era colocada diretamente no permeâmetro, onde permaneciam curando durante 24h até o início do ensaio.

3.4 – Métodos

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados segundo a ASTM D 5856 (1997), utilizando um permeâmetro de parede rígida construído no Laboratório de Resíduos e Geotecnia Ambiental - Envirogeo/UFRGS (Lemos, 2006). O permeâmetro em questão foi projetado e desenvolvido para realizar testes em amostras contaminadas ou percoladas por agentes agressivos. No desenvolvimento deste equipamento teve-se o cuidado de utilizar materiais inertes ao ataque de compostos inorgânicos com características de pH bastante baixos (ácidos) e fortemente alcalinos, além de compostos orgânicos, como é o caso dos hidrocarbonetos que constituem o óleo diesel utilizado nesta pesquisa. Deste modo, este equipamento foi totalmente construído com peças e conexões de aço inox e tubulação de teflon e polipropileno.

Nesta pesquisa foram realizados ensaios de condutividade hidráulica com teores de umidade em torno de 100% e teor de bentonita de 12%. Nos ensaios contendo cimento, foram utilizados fatores água-cimento de 2, 4 e 6. Estes ensaios foram realizados tendo como material permeante a água e o óleo diesel, onde primeiramente era percolada a água até a obtenção de no mínimo quatro leituras semelhantes, e depois era substituída pelo óleo diesel. Todas as amostras foram percoladas sob um gradiente hidráulico de aproximadamente 8, sob carga constante. Os procedimentos de realização dos ensaios de condutividade hidráulica estão descritos em Santos (2005).

Os ensaios de difração de raios X foram realizados no Laboratório de Difração de Raios X do Instituto de Geociência da UFRGS. Ao todo, foram realizados quatro ensaios, sendo três deles na bentonita (amostra natural, amostra tratada com etileno glicol e amostra calcinada) e um na bentonita saturada com óleo diesel.

4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 – Ensaios de Resistência à Compressão Não Confinada

Os ensaios de resistência à compressão não confinada foram realizados de forma padronizada para todos os corpos de prova quanto ao tempo de cura, no caso sete dias, com imersão prévia ao rompimento. A Tabela 2 apresenta os resultados destes ensaios, que se basearam na média da RCS de três corpos de prova para cada mistura, todos apresentando variabilidade menor que 10% em relação à resistência média. Tal fato comprova a confiabilidade destes resultados, em relação à reprodutibilidade das amostras testadas.

Pode-se observar que a resistência à compressão não-confinada aumentou, conforme esperado, com o acréscimo da quantidade de cimento na amostra e com a conseqüente redução do fator água-

Tabela 2 – Resultados do programa de ensaios de compressão não-confinada.

Fator água-cimento (a/c)	Resistência (MPa)
(sem cimento)	*
2	0,45
4	0,16
6	0,05

*Não houve o endurecimento da amostra, não se podendo desmoldar e por consequência não foi possível realizar o ensaio de compressão não-confinada.

cimento. Segundo Opdyke e Evans (2005), a resistência à compressão simples mínima requerida para projeto de barreiras de SCB seria de 0,1MPa, portanto, dentre as misturas estudadas, as com fator água-cimento 2 e 4 apresentaram valores satisfatórios de resistência à compressão simples.

4.2 – Ensaios de condutividade hidráulica segundo a norma ASTM D5856/97

Para assegurar a confiabilidade dos resultados de condutividade hidráulica, foram realizadas repetições dos testes nas amostras de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita, obtendo-se resultados praticamente idênticos aos apresentados, confirmando, desta forma, a reprodutibilidade dos mesmos.

4.2.1 – Resultados da amostra Solo-Bentonita (SB)

Os parâmetros de moldagem obtidos para a amostra de SB estão resumidos na Tabela 3. A amostra de Solo-Bentonita quando percolada com água apresentou inicialmente uma condutividade hidráulica na ordem de 10^{-8} m/s. Posteriormente houve uma diminuição gradativa de seu valor chegando a um valor médio de condutividade hidráulica de $k=1,7.10^{-9}$ m/s, sendo que foi permeado na amostra um volume equivalente a 0,2 vezes o seu volume de vazios, conforme a Figura 2. Esta Figura apresenta o gráfico da razão volume percolado/volume de vazios (V_p/V_v) versus condutividade hidráulica (k), tendo como líquido permeante inicialmente a água e posteriormente o óleo diesel, onde se percebe uma mudança na condutividade hidráulica após a percolação de aproximadamente 0,2 V_p/V_v de óleo diesel, indicando que este, quando percolado na amostra de SB, ocasiona mudanças no comportamento hidráulico da mistura solo-bentonita. As Figuras 2 e 3 mostram claramente o ponto onde houve o aumento na condutividade hidráulica, após a mudança no fluido percolado.

Quando a amostra é percolada com óleo diesel observa-se uma baixa condutividade hidráulica inicial, com valores em torno de $2,5.10^{-9}$ m/s. A partir de um determinado momento a amostra apresenta um rápido aumento do valor da condutividade hidráulica, atingindo o valor médio de $9,6.10^{-7}$ m/s. Este fenômeno será explicado, mais adiante, com o auxílio do ensaio de difração de raios X.

4.2.2 – Resultados das amostras Solo-Cimento-Bentonita (SCB)

a) Resultados da amostra Solo-Cimento-Bentonita (SCB) com fator água-cimento 2

Os parâmetros de moldagem obtidos para a amostra de SCB com fator água-cimento 2 estão resumidos na Tabela 3. Esta amostra, quando percolada com água, apresentou um valor médio de condutividade hidráulica de $4,3.10^{-8}$ m/s, superior à amostra de solo-bentonita sem cimento. Na

Tabela 3 – Resumo dos resultados de condutividade hidráulica para as amostras de SB e SCB.

Propriedades	SB	SCB (a/c=2)	SCB (a/c=4)	SCB (a/c=6)
Teor de Umidade	102%	98%	99%	98%
Peso Específico Natural	13,4 kN/m ³	13,7 kN/m ³	13,5 kN/m ³	13,7 kN/m ³
Peso Específico Seco	6,6 kN/m ³	6,9 kN/m ³	6,8 kN/m ³	6,9 kN/m ³
Índice de Vazios	3,1	2,9	3,0	2,9
Cond. Hidráulica (água)	1,7.10 ⁻⁹ m/s	4,3.10 ⁻⁸ m/s	1,4.10 ⁻⁷ m/s	5,9.10 ⁻⁷ m/s
Cond. Hidráulica (óleo diesel)	9,6.10 ⁻⁷ m/s	7,5.10 ⁻⁹ m/s	3,8.10 ⁻¹⁰ m/s	1,7.10 ⁻⁸ m/s

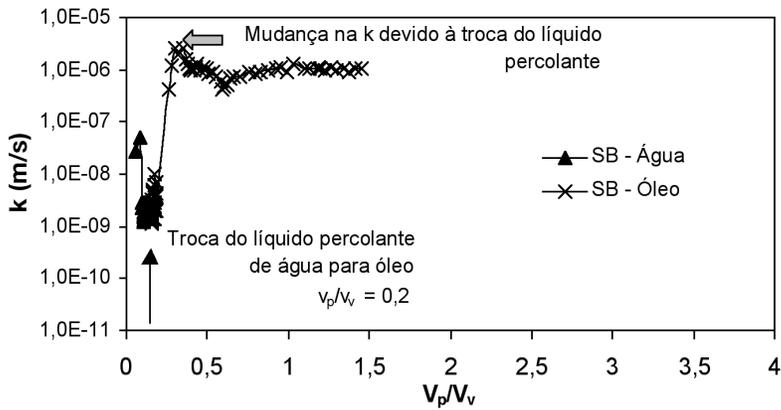


Fig. 2 – Resultado da condutividade hidráulica para a amostra Solo-Bentonita permeada com água e óleo diesel, em função da razão volume percolado/volume de vazios (V_p/V_v)

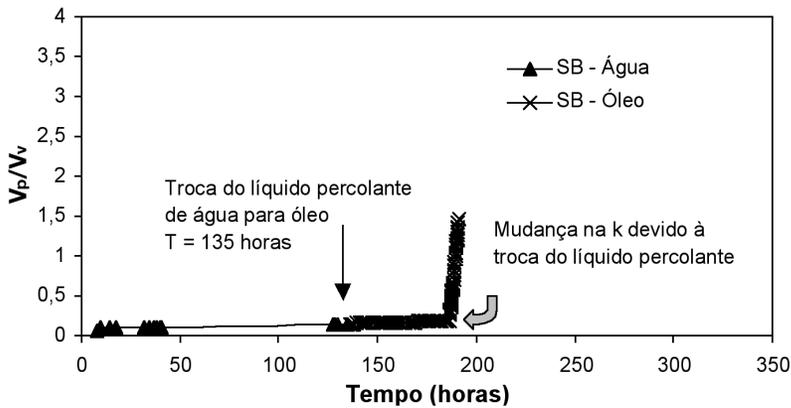


Fig. 3 – Resultado da evolução da razão volume percolado/volume de vazios (V_p/V_v) em função do tempo, para a amostra Solo-Bentonita permeada com água e com óleo diesel.

Figura 4 é apresentado o gráfico da k em função do V_p/V_v , onde se observa a evolução da condutividade hidráulica com água até o volume de água percolado atingir 1,8 vezes o volume de vazios da amostra.

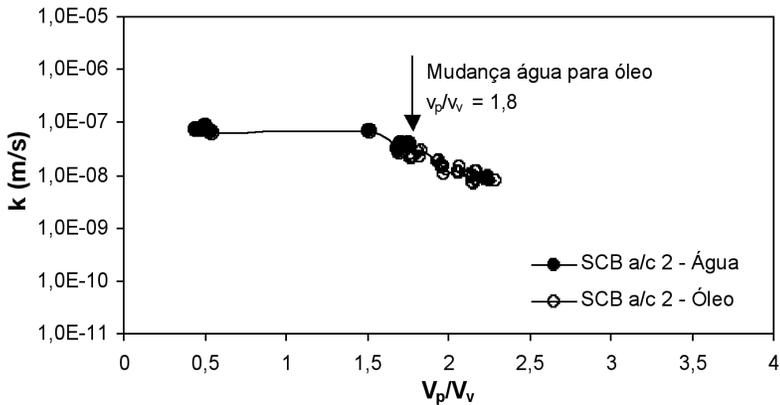


Fig. 4 – Resultado da condutividade hidráulica, em função da razão V_p/V_v , para a amostra SCB com fator água-cimento 2 permeada com água e com óleo diesel

Na Figura 5 pode-se observar comportamento do fluxo de líquido na amostra com o tempo quando permeada primeiro com água, depois com óleo, sendo observada a percolação com água de uma vez o volume de vazios da amostra em aproximadamente 40 horas.

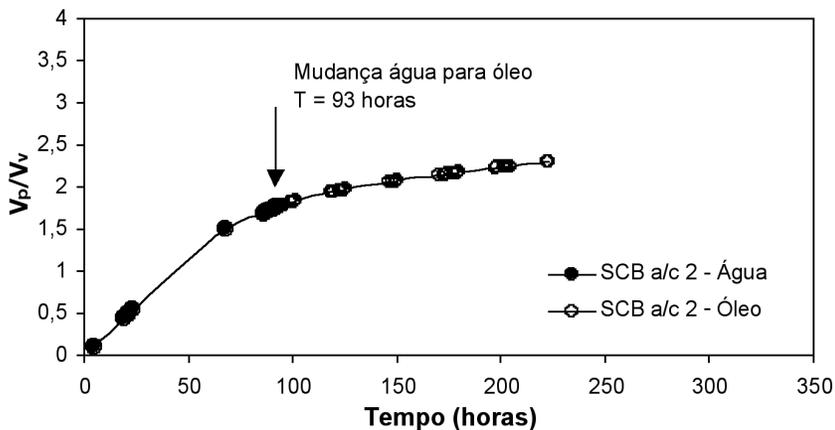


Fig. 5 – Resultado da evolução da razão volume percolado/volume de vazios (V_p/V_v) em função do tempo, para a amostra SCB com fator água-cimento 2 permeada com água e com óleo diesel.

A amostra SCB permeada com óleo diesel apresentou uma condutividade hidráulica inicial com uma ordem de grandeza de 10^{-8} m/s, tendo se estabilizado em um valor médio de condutividade hidráulica de $7,5 \cdot 10^{-9}$ m/s. Não foram observadas grandes mudanças na condutividade hidráulica do SCB (fator água-cimento 2), provavelmente devido ao efeito da cimentação, sendo permeado cerca de 0,6 vezes o volume de vazios da amostra. Os gráficos apresentados nas Figuras 4 e 5 demonstram o desenvolvimento do ensaio.

b) Resultados da amostra Solo-Cimento-Bentonita (SCB) com fator água-cimento 4

A Tabela 3 também apresenta os parâmetros de moldagem obtidos para a amostra em questão. A amostra de Solo-Cimento-Bentonita apresentou uma grande estabilidade na condutividade hidráulica desde o início do ensaio, quando percolado com água, tendo o valor de k médio igual a $1,4 \cdot 10^{-7}$ m/s. Conforme a Figura 6, foi percolado um volume de aproximadamente 3,4 vezes o volume de vazios da amostra. Na Figura 7 pode ser observada a evolução do volume permeado ao longo do tempo, percebendo-se um volume percolado com água igual a 3,4 volumes de vazios em aproximadamente 56 horas, e um volume de 0,4 volume de vazios percolado com óleo em 250 horas.

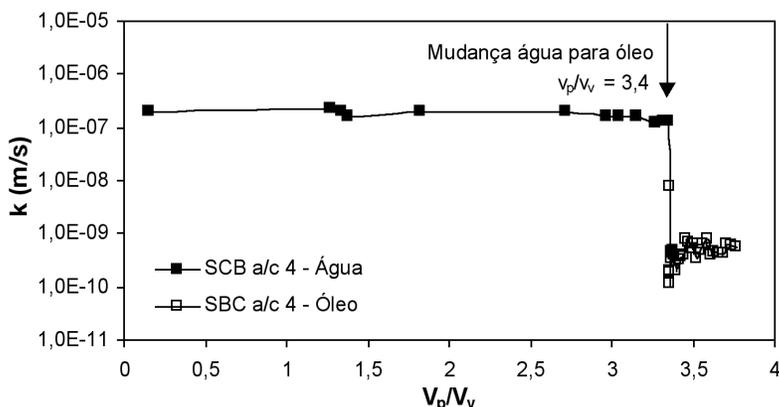


Fig. 6 – Resultado da condutividade hidráulica, em função da razão V_p/V_v , para a amostra SCB com fator água-cimento 4 permeada com água e com óleo diesel.

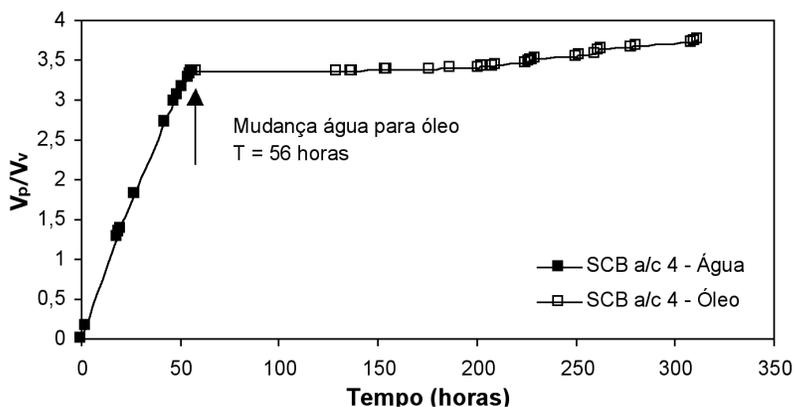


Fig. 7 – Resultado da evolução da razão volume percolado/volume de vazios (V_p/V_v) em função do tempo, para a amostra SCB com fator água-cimento 4 permeada com água e com óleo diesel.

A amostra SCB com fator água-cimento 4 quando permeada com óleo diesel apresentou uma mudança drástica nos valores de condutividade hidráulica, tendo o ensaio estabilizado com um valor médio de condutividade hidráulica de $3,8 \cdot 10^{-10}$ m/s.

c) Resultados da amostra Solo-Cimento-Bentonita (SCB) com fator água-cimento 6

Os parâmetros de moldagem obtidos para a amostra SCB com fator água-cimento 6 estão apresentados na Tabela 3. Esta amostra apresentou, quando permeada com água, uma condutividade hidráulica média igual a $5,9 \cdot 10^{-7}$ m/s, quando permeado um volume de aproximadamente 2,8 vezes o volume de vazios. As Figuras 8 e 9 ilustram o resultado deste ensaio.

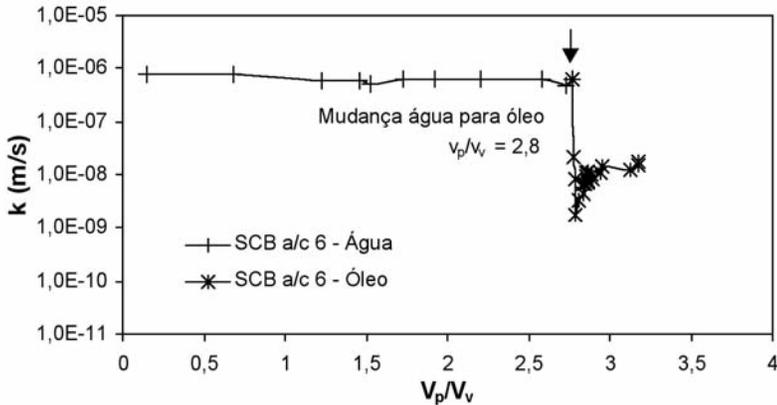


Fig. 8 – Resultado da condutividade hidráulica, em função da razão V_p/V_v , para a amostra SCB com fator água-cimento 6 permeada com água e com óleo diesel.

Quando a amostra passou a ser permeada com óleo diesel observou-se uma rápida queda inicial na condutividade hidráulica da mesma; logo após os valores estabilizaram em torno de $1,7 \cdot 10^{-8}$ m/s. Durante esta etapa do ensaio foi percolado um volume de aproximadamente 0,4 vezes o volume de vazios da amostra, conforme a Figura 9.

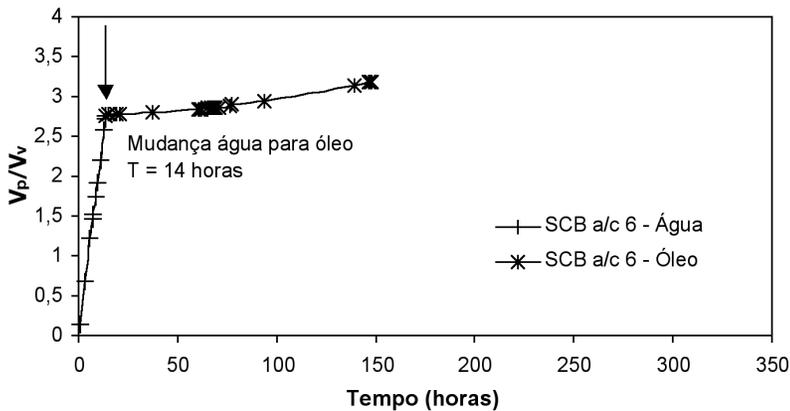


Fig. 9 – Resultado da evolução da razão volume percolado/volume de vazios (V_p/V_v) em função do tempo, para a amostra SCB com fator água-cimento 6 permeada com água e com óleo diesel.

A Tabela 3 e a Figura 10 apresentam os resultados da condutividade hidráulica média final obtidos para todas as amostras estudadas. Pode-se observar nos resultados das amostras percoladas

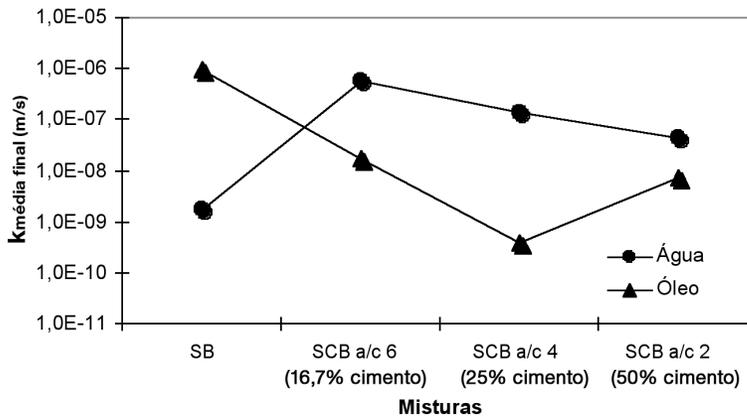


Fig. 10 – Resultado da condutividade hidráulica média final das amostras de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita (fator água-cimento 2, 4 e 6) permeadas com água e com óleo diesel.

com água, um aumento da condutividade hidráulica de $1,7 \cdot 10^{-9}$ m/s, para a amostra sem cimento, para um valor na ordem de 10^{-7} m/s para o caso das amostras de Solo-Cimento-Bentonita com fatores de água-cimento 4 e 6, e de 10^{-8} m/s para o fator água-cimento 2, corroborando os resultados obtidos por Azambuja (2004), que observou o aumento da condutividade hidráulica com a introdução de cimento quando comparado com amostras de solo-bentonita sem cimento. Para as amostras com cimento foram observados valores menores de condutividade hidráulica para maiores teores de cimento.

Por outro lado, quando as amostras com cimento foram percoladas com óleo diesel, a condutividade hidráulica das mesmas reduziu com o aumento da porcentagem de cimento adicionada, indicando que a introdução de cimento acarretou a formação de uma estrutura cimentante, provavelmente responsável pela estabilidade hidráulica das misturas em contato com o contaminante. Tal comportamento é corroborado por trabalhos apresentados na literatura, tal como o de Broderick e Daniel (1990), que conclui que a adição de cimento Portland melhora a resistência química do solo ao ataque de químicos orgânicos. Segundo os autores, a condutividade hidráulica do solo estabilizado e permeado com químicos orgânicos pode vir a ser menor que a condutividade hidráulica do solo não estabilizado e permeado com água. Além disso, segundo Koch (2002), as propriedades da bentonita podem ser alteradas quando da introdução de cimento Portland na mistura de SB.

Dentre os ensaios de SCB percolados com óleo diesel, o ensaio de SCB com fator água-cimento 4 foi o que apresentou o menor valor de condutividade hidráulica, o que provavelmente se deveu à quantidade de água adicionada em relação ao cimento. Sabe-se que quanto maior a adição de cimento Portland, maior quantidade de água deve ser adicionada à mistura de solo-bentonita para que se consiga atingir o slump adequado para o material ser utilizado como preenchimento (Ryan e Day, 2002). Para uma mesma quantidade de água, o aumento do teor de cimento dificulta a trabalhabilidade da amostra. Portanto, existe um teor de umidade “ideal” para um dado teor de cimento em que a amostra irá atingir a densidade adequada.

Na presente pesquisa, todas as amostras de SCB foram moldadas com um teor de umidade de 100% em relação ao peso de material seco, porém, aquelas com maior teor de cimento (fator água-cimento 2 - 25% de cimento) apresentaram misturas muito secas, dificultando sua moldagem; as

com fator água-cimento 6 (8,3% de cimento) apresentaram uma pequena segregação dos materiais. A melhor trabalhabilidade foi obtida com as amostras de fator água-cimento 4 (12,5% de cimento), o que provavelmente ocasionou uma melhor distribuição do cimento na amostra, levando a valores menores de condutividade hidráulica.

4.3 – Análises por Difração de Raios X

A bentonita foi analisada por técnicas de difração de raios X, de acordo com a rotina de preparação de argilominerais do Laboratório de Difração de Raios do Instituto de Geociências da UFRGS, obedecendo-se as seguintes condições: (a) bentonita não saturada - nesta situação foram preparadas três laminas de bentonita orientada, nas condições natural, glicolada e calcinada; (b) bentonita saturada com óleo diesel.

A Figura 11 apresenta o difratograma da amostra natural de bentonita, em que se observa o pico da esmectita em 12,973 Å. No mesmo difratograma observam-se traços de caulinita e quartzo, respectivamente.

A Figura 12 apresenta o difratograma da amostra de bentonita tratada com etileno glicol, simulando a bentonita em seu grau máximo de expansão. Observa-se o deslocamento do pico da esmectita da amostra natural em 12,973 Å para 17,115 Å. Este pico caracteriza-se por uma significativa cristalinidade e simetria. Ocorrem como traços caulinita e quartzo.

Na Figura 13 está apresentado o difratograma da bentonita natural calcinada a 500°C. Pelo processo de calcinação o pico característico da esmectita natural de 12,973 Å desloca-se para 9,940 Å, que define a esmectita colapsada. Como consequência, também, da calcinação, o pico da caulinita desaparece por completo por colapso estrutural. Entretanto, o quartzo permanece por tratar-se de um mineral de comportamento refratário nessa faixa de temperatura.

O difratograma da amostra de bentonita saturada com óleo diesel está apresentado na Figura 14. Destaca-se neste difratograma o posicionamento do pico da esmectita em 12,826 Å. O pico da esmectita em 12,826 Å indica uma redução da distância entre os planos atômicos ou planos basais (d) quando comparado com a amostra natural que apresenta o pico da esmectita em 12,973 Å. Por outra parte, a comparação da amostra glicolada com o pico da esmectita em 17,115 Å com a amostra saturada com óleo diesel ($d=12,826$ Å), equivale a uma significativa redução do inchamento intracristalino da esmectita. Este inchamento intracristalino é produzido pelo líquido que penetra e provoca o afastamento recíproco entre os planos basais da esmectita, ou seja, o inchamento intracristalino acontece quando a esmectita entra em contato com a água, que preenche o espaço intercamadas, expandindo a argila e adsorvendo grandes porções de água.

Este comportamento poderá estar relacionado com o aumento da permeabilidade da amostra em determinados teores de óleo diesel. Pode ser sugerido que o óleo diesel satura a amostra expulsando a água presente nos sítios de inchamento intracristalino da esmectita. O aumento da porosidade pode estar relacionado, também, com a redução da propriedade expansiva da bentonita. Por isso, uma vez atingido o ponto de saturação em óleo diesel, a água presente é expulsa, diminuindo o espaçamento entre as plaquetas de argila expandida, que se “contraem” aumentando a porosidade e consequente permeabilidade da amostra.

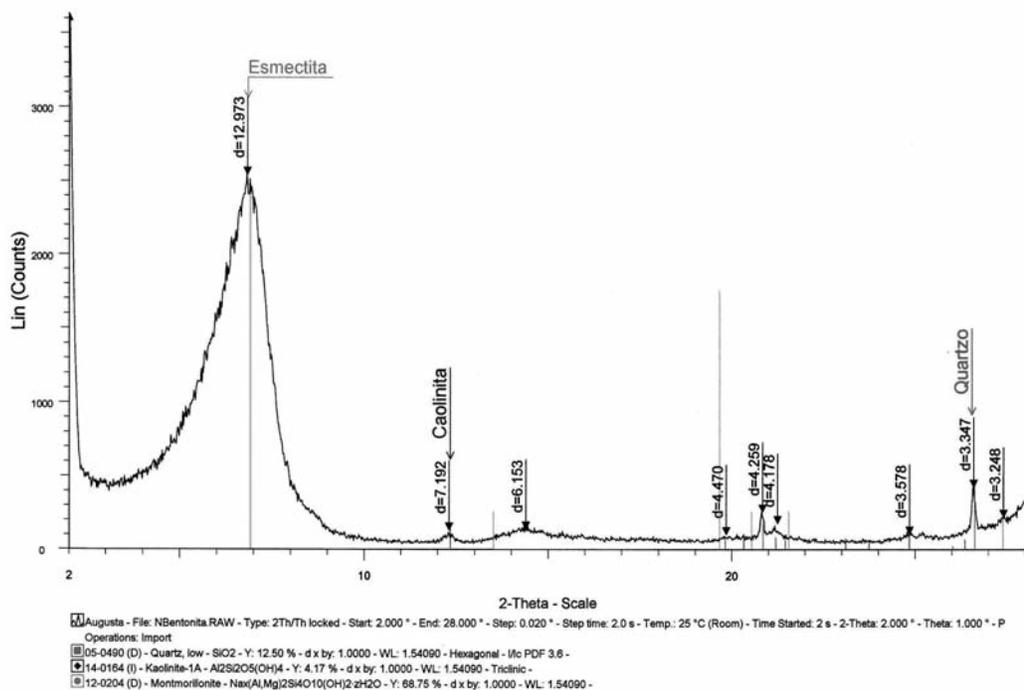


Fig. 11 – Difratoograma de Raios X - Amostra natural de bentonita.

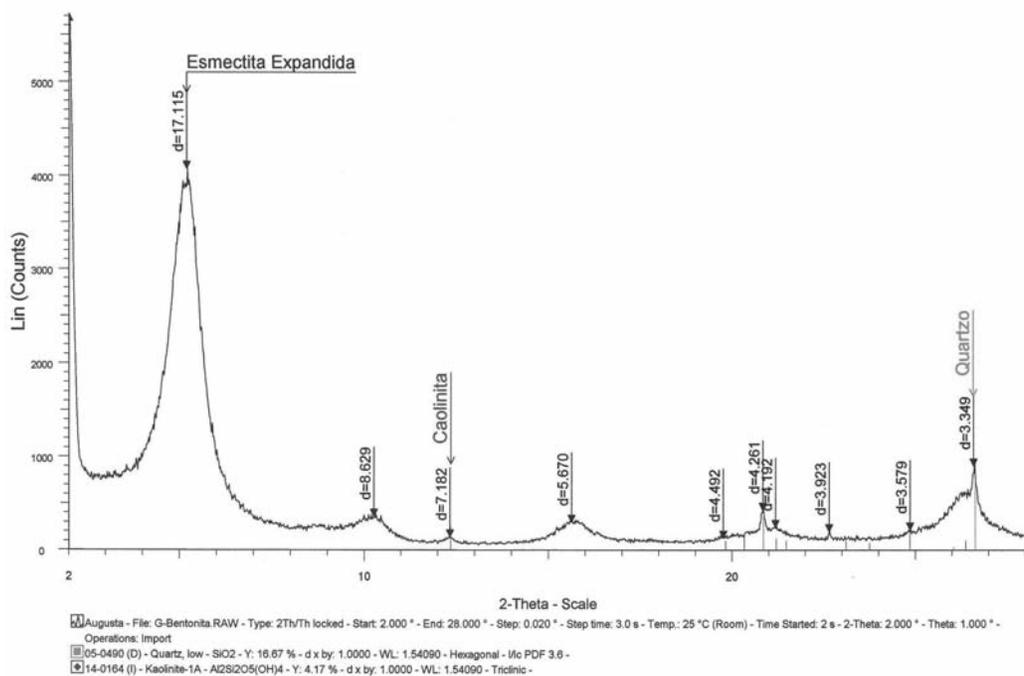


Fig. 12 – Difratoograma de Raios X. Amostra de bentonita tratada com etileno glicol.

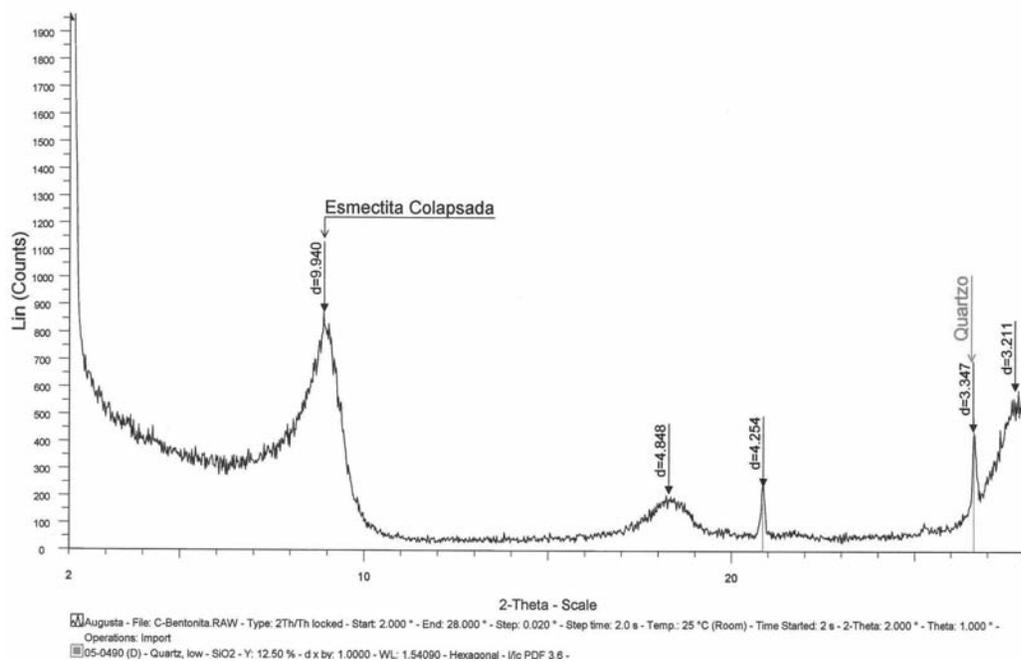


Fig. 13 – Difratoograma de Raios X da bentonita calcinada.

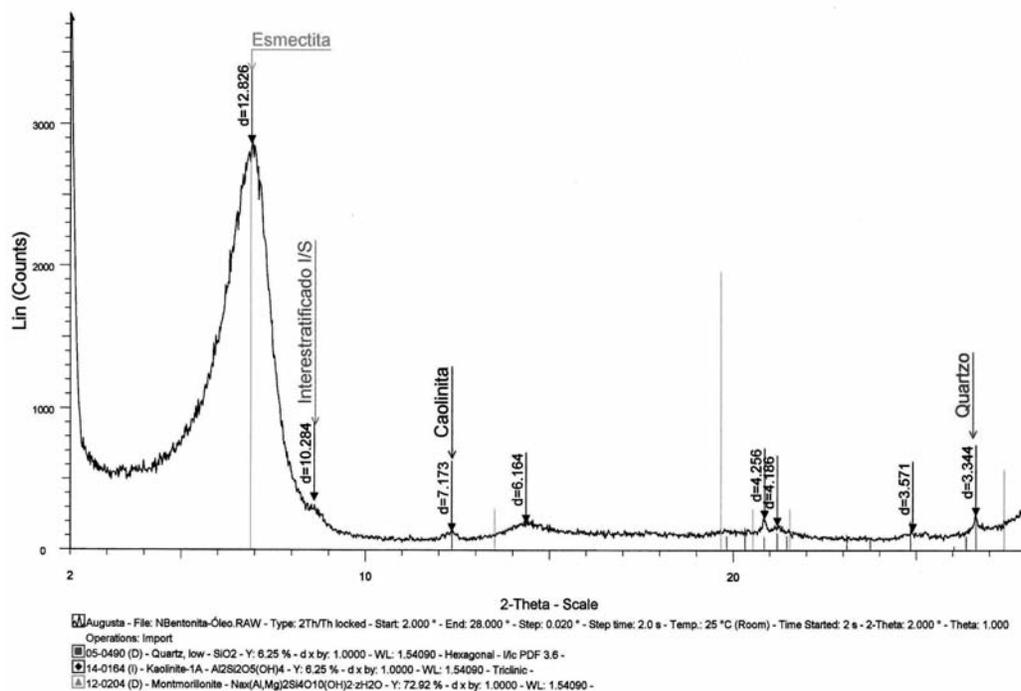


Fig. 14 – Difratoograma de Raios X. Amostra de bentonita saturada com óleo diesel.

5 – CONCLUSÕES

Através da análise dos resultados obtidos no programa experimental foram estabelecidas as tendências e influências no comportamento do compósito, das principais variáveis estudadas: o fator água-cimento e o líquido permeante. Baseando-se nestes resultados, as seguintes considerações finais puderam ser estabelecidas:

De um modo geral, a adição de cimento às misturas de SB ocasionou um aumento na condutividade hidráulica para as amostras percoladas com água. Além disso, foi observado que quanto maior o teor de cimento adicionado, menor a condutividade hidráulica das misturas, corroborando os resultados descritos por Azambuja (2004).

A condutividade hidráulica da amostra Solo-Bentonita aumentou com a percolação de óleo diesel, o que pode ser explicado através dos ensaios de difração de raios X. Segundo o observado, quando o óleo diesel é utilizado como agente percolante há uma significativa redução do inchamento intracristalino da esmectita, ou seja, o óleo diesel ocasiona o encolhimento da bentonita quando esta estiver saturada com água e depois entrar em contato com o óleo diesel.

Dentre as misturas estudadas, a de SB foi a única que apresentou um aumento significativo na condutividade hidráulica quando percolada com óleo diesel, provavelmente porque a presença da cimentação nas amostras de SCB inibiu o efeito negativo do encolhimento da bentonita quando em contato com óleo diesel.

Considerando as amostras de SCB, a amostra com fator água-cimento 4 foi a que apresentou o menor valor de condutividade hidráulica ao óleo. Este resultado deve-se ao fato de que para uma certa quantidade de água, o aumento do teor de cimento dificulta a trabalhabilidade das amostras. Amostras com maior teor de cimento (fator água-cimento 2 – 25% de cimento) resultam em misturas muito secas, já as com teores mais baixos (fator água-cimento 6 – 8,3% de cimento) resultam em misturas muito úmidas. A melhor trabalhabilidade foi obtida com as amostras de fator água-cimento 4 (12,5% de cimento), o que provavelmente ocasionou uma melhor distribuição do cimento na amostra, levando a valores menores de condutividade hidráulica.

Todas as amostras contendo cimento, quando percoladas com óleo diesel apresentaram uma diminuição na condutividade hidráulica.

De um modo geral, a introdução de cimento, apesar de aumentar os valores de condutividade hidráulica nas amostras percoladas com água, apresentou-se benéfica quando em contato com o contaminante, pois inibiu o efeito do encolhimento da bentonita quando em contato com o óleo diesel, resultando em valores estáveis de condutividade hidráulica e valores aceitáveis de resistência à compressão simples, com exceção da mistura com fator água-cimento 6, que não alcançou o valor mínimo recomendado na literatura.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPERGS (Projeto PRONEX/FAPERGS no 0408410), ao CNPq (Projetos Edital Universal 471396/03-6 e 472643/2004-5 e projeto 300832/2004-4) e à CAPES (Projeto ProDoc), pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society for Testing and Materials. *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes*: D 2487. Philadelphia, 1993. 11p.
- American Society for Testing and Materials. *Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of porous material using a rigid-wall, Compaction-Mold Permeameter*: D 5856. Philadelphia, 1997.
- American Society for testing and materials. *Standard Test Method for Kinematic Viscosity of Transparent and Opaque Liquids (and Calculation of Dynamic Viscosity)*: D 445. Philadelphia, 2006.
- Associação Brasileira de Norma Técnicas. *Rochas e solos – Terminologia*: NBR 6502. Rio de Janeiro, 1995, 18p.
- Azambuja, R. M. B. *Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para a Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes*. 2004. 98p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- Broderick, G. P., Daniel, D. E. *Stabilising compacted clay against chemical attack*. Journal of Geotechnical Engineering, New York, ASCE, 116, n. 10, p.1549-1567, 1990.
- D'Appolonia, D. J. *Soil-Bentonite Slurry Trench Cutoff*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, New York, v. 107, n 4, p. 393-409, 1980.
- Koch, D. *Bentonite as a basic material for technical base liners and site encapsulation cut-off walls*. Applied Clay Science, Vol.21, Issues 1-2, p.1-11, 2002.
- Lemos, R. G. *Estudo do Comportamento hidráulico, mecânico e químico de barreiras hidráulicas verticais, compostas por solo residual, bentonita e cimento sob ação de substâncias agressivas*. 2006. 315p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- Opdyke, S. M.; Evans, C. *Slag-Cement-Bentonite Slurry Walls*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 131 n 6, p. 673-681, 2005.
- Refinaria Alberto Pasqualini – REFAP. *Especificações técnicas para óleo diesel*. Canoas, Internet. Site <http://www.refap.petrobras.com.br/SegMAmb/substancias/Sub-072.htm>. Acesso em 09/06/2003.
- Ryan, C. R.; Day, S. R. *Soil-Cement-Bentonite Slurry Walls*. In: M. W. O'NEILL; F. C. TOWNSEND. *Deep Foundations 2002: Na International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance (Geotechnical Special Publication N° 116)*. New York: ASCE, 2002, p. 713-727.
- Santos, A. B. *Comportamento de liners sob a influência de um contaminante orgânico*. 2005. 64p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- Xanthakos, P. P. *Slurry Walls*. New York: McGraw Hill, 1979. 622p.

LISTA DE SÍMBOLOS

Foram utilizados os seguintes símbolos neste artigo técnico:

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
a/c	Fator água-cimento
k	Condutividade Hidráulica
G	Densidade Real dos grãos
RCS	Resistência à Compressão Simples
SB	Solo-Bentonita
SCB	Solo-Cimento-Bentonita
SRAB	Solo Residual de Arenito Botucatu
V_p/V_v	Razão volume percolado/volume de vazios

COLUNAS DE BRITA EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Stone columns in embankments on soft soils. Analysis by the finite element method

Tiago Sabino Domingues*

José Leitão Borges**

António Silva Cardoso***

RESUMO – O comportamento de um aterro sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de brita é analisado usando um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos. Utiliza-se o conceito de célula unitária, que consiste no estudo isolado de uma coluna e do respectivo solo envolvente, com comportamento axissimétrico. O modelo numérico incorpora a teoria multidimensional de consolidação de Biot (formulação acoplada das equações equilíbrio e de escoamento) com relações constitutivas simuladas pelo modelo de estados críticos p - q - θ . É dada especial atenção à análise, durante e após a execução do aterro, dos assentamentos, dos deslocamentos horizontais, dos excessos de pressão neutra, do factor de concentração de tensões e do factor de redução de assentamentos.

SYNOPSIS – The behaviour of an embankment on soft clayey soils reinforced with stone columns is analysed by a numerical model based on the finite element method. The unit cell formulation is used, which consists of the study of one column and its surrounding soil, with axisymmetric behaviour. The numerical model incorporates the Biot consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) with constitutive relations simulated by the p - q - θ critical state model. In order to better understand the geotechnical behaviour of the problem, special emphasis is given to the analysis in time, during and after the construction period, of the settlements, horizontal displacements, excess pore pressures, stress concentration ratio and settlement reduction factor.

1 – PREÂMBULO

De entre as várias técnicas de melhoramento e de reforço de solos, a técnica das colunas de brita – preenchimento e compactação de aberturas cilíndricas no solo natural com material granular de melhores características mecânicas – é uma das mais usadas quando se pretende aumentar a estabilidade global e reduzir e acelerar assentamentos em obras de aterro sobre solos moles (Domingues, 2006).

Neste artigo é analisado o comportamento de um aterro de grandes dimensões em planta, construído sobre solos argilosos moles, reforçado com colunas de brita, através da aplicação dum modelo numérico, desenvolvido por Borges (1995), baseado no método dos elementos finitos.

Sinteticamente, o modelo, para a aplicação em questão, possui as seguintes características: i) formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento, considerando as relações consti-

* Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto.

** Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

E-mail: leitao@fe.up.pt

*** Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

E-mail: scardoso@fe.up.pt

tivas (modelos elastoplásticos) em tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot) (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 2000; Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987); esta formulação é aplicada em qualquer fase, quer durante a execução do aterro quer no período pós-construção; ii) utilização do modelo de estados críticos p - q - θ na simulação do comportamento constitutivo dos solos (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1998; Lewis e Schrefler, 1987).

Por forma a melhor se entender a fenomenologia do problema, é dada especial atenção à análise, durante e após a execução do aterro, dos assentamentos, dos deslocamentos horizontais, dos excessos de pressão neutra, do factor de concentração de tensões e do factor de redução de assentamentos.

2 – DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema diz respeito a um maciço argiloso mole, com nível freático à superfície, reforçado com colunas de brita numa grande extensão, sobre o qual é construído um aterro com 2 m de altura; o solo mole está assente num estrato rígido e impermeável a 5,5 m de profundidade (Figura 1a).

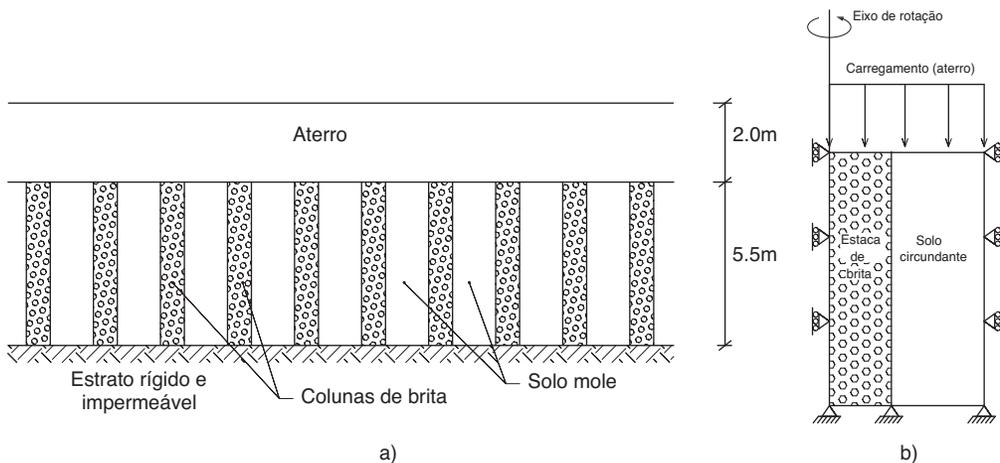


Fig. 1 – a) Esquema do problema; b) Célula fundamental ou unitária.

Para o estudo do problema recorre-se ao conceito de célula fundamental ou unitária (Figura 1b), usando o modelo numérico referido anteriormente. Esta abordagem consiste no estudo isolado de uma coluna de brita e do solo envolvente da sua área de influência, aplicando as condições de fronteira necessárias à simulação do comportamento real confinado, tendo em conta pois que a coluna está inserida num conjunto mais vasto de colunas.

Nestes termos, considerando axissimetria em relação ao eixo vertical que passa pelo centro da coluna, impediram-se os deslocamentos horizontais de todos os pontos situados na fronteira lateral (superfície cilíndrica vertical), de modo a simular o confinamento lateral e, face à existência do estrato rígido na base do solo mole, impediu-se qualquer deslocamento (quer vertical quer horizontal) na fronteira inferior do sistema analisado (Figura 1b).

As características geométricas do sistema de reforço (diâmetro e espaçamento das colunas) foram escolhidas tendo por base parâmetros médios observáveis na prática neste tipo de obras. O comprimento das colunas corresponde à possança do estrato mole, isto é, 5,5 m, sendo adoptado o

diâmetro de 1,0 m para as mesmas. O diâmetro da “área de influência” de cada coluna (coluna mais solo envolvente) é de 2,3 m e corresponde a um valor do coeficiente de substituição (CS) de cerca de 0,19 (o coeficiente de substituição é definido pela relação

$$CS = \frac{A_{col}}{A} = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{sol}} \quad (1)$$

em que A_{col} representa a área da coluna, A_{sol} a área do solo mole envolvente à mesma e A a área da célula unitária). Estas disposições geométricas correspondem a um espaçamento planimétrico em malha triangular de 2,2 m ou em malha quadrada de 2,03 m.

Na Figura 2 mostra-se a malha de elementos finitos triangulares considerada, indicando as diferentes fases construtivas do aterro.

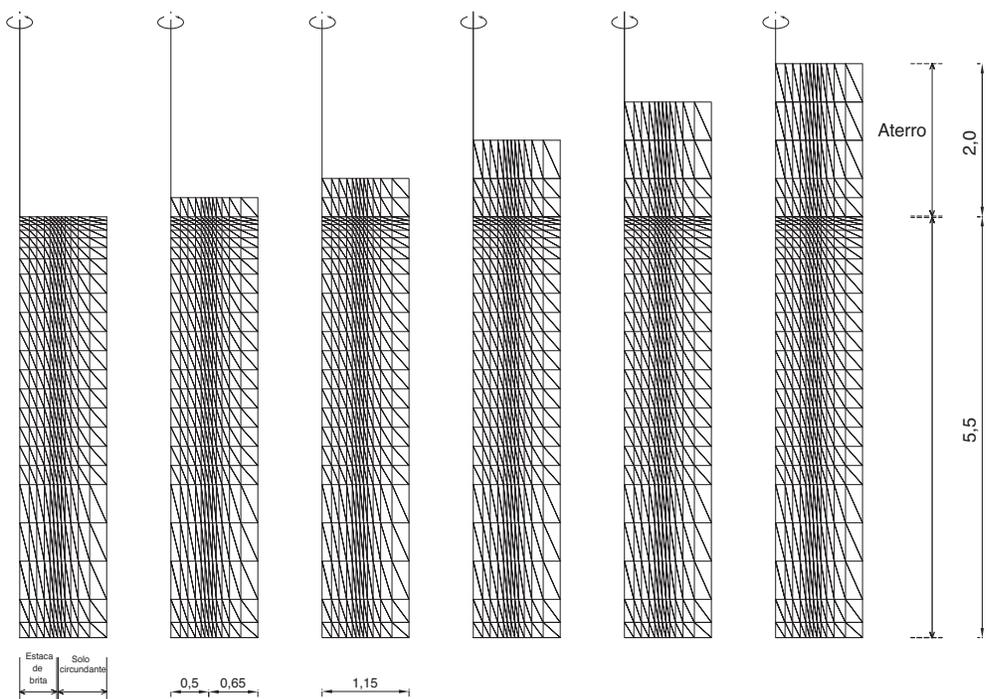


Fig. 2 – Malha de elementos finitos usada no problema.

Face às características de permeabilidade dos materiais envolvidos, considerou-se comportamento acoplado (isto é, com incógnitas-deslocamentos e incógnitas-excesso de pressão neutra) no solo mole, por um lado, e comportamento drenado (excessos de pressão neutra nulos) no aterro e na coluna, por outro. Os elementos triangulares usados na simulação acoplada do solo mole apresentam 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para o excesso de pressão neutra (nos vértices). Os elementos triangulares usados na simulação drenada da coluna e do aterro apresentam apenas 6 pontos nodais para deslocamentos, nos vértices e nos pontos médios dos lados. As condições de fronteira hidráulicas foram impostas fixando igual a zero o valor do excesso de pressão neutra nos pontos nodais dos elementos consti-

tuintes das diferentes superfícies de drenagem, isto é, da superfície do terreno natural (base do aterro) e da superfície lateral da coluna.

A simulação da construção do aterro foi estabelecida para um ritmo temporal contínuo de meio metro por semana, sendo pois de 4 semanas o tempo total de construção.

No Quadro 1 apresentam-se os parâmetros mecânicos e hidráulicos adoptados para cada material, designadamente: γ , peso volúmico; ν' , coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas; ϕ' , ângulo de resistência ao corte definido em termos de tensões efectivas; κ_h e κ_v , coeficientes de permeabilidade nas direcções horizontal e vertical; OCR, coeficiente de sobreconsolidação. Encontram-se igualmente representados os valores dos parâmetros do modelo de estados críticos $p-q-\theta$ utilizados na simulação do comportamento constitutivo: λ , declive da linha de consolidação em primeira carga e da linha de estados críticos; κ , declive das linhas de expansão e recompressão; Γ , volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão média efectiva igual a 1 kPa; N , volume específico do solo normalmente consolidado sujeito a uma tensão média efectiva isotrópica igual a 1 kPa. Todos estes parâmetros foram definidos tendo em conta valores experimentais típicos para este tipo de materiais (Borges, 1995; Lambe e Whitman, 1969).

Quadro 1 – Características mecânicas e hidráulicas dos materiais.

	κ	λ	Γ	ϕ' ($^\circ$)	ν'	N	γ (kN/m^3)	$k_x = k_y$ (m/s)	OCR
Coluna de brita	0,00275	0,011	1,8942	38	0,3	1,9	20	-	1
Solo circundante	0,02	0,22	3,26	30	0,25	3,40	17	10°	1
Aterro	0,005	0,03	1,8	35	0,3	1,81733	20	-	1

No que se refere ao estado de tensão inicial no solo mole, algumas considerações devem ser feitas. Em primeiro lugar, a execução de uma coluna de brita envolve sempre uma alteração do estado de tensão inicial, em maior ou menor grau dependendo obviamente do processo utilizado na construção. A instalação de uma coluna de brita causa necessariamente uma compressão lateral no solo envolvente, aumentando (em relação ao estado de repouso inicial) o confinamento que este fornece à própria coluna. Este aumento da tensão efectiva horizontal é traduzido pelo aumento do coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Esta alteração é de muito difícil previsão face aos inúmeros factores envolvidos. Alguns autores, e numa perspectiva conservadora, não têm em conta este efeito, aconselhando a adopção de valores de K_0 idênticos antes e depois da execução das colunas (Besançon et al, 1984). Nayak (1982) adopta um valor de 0,6, correspondente ao estado de tensão inicial, sem melhoramento, e válido para execução de colunas através do método não vibratório com recurso a um pilão compactador. Outros autores consideram o efeito de melhoramento. Priebe (1995) adopta nos seus gráficos de dimensionamento de colunas de brita, executadas pelo método da vibrosubstituição, um estado de tensão hidrostático ($K_0=1$). O mesmo sugere Goughnour e Bayuk (1979). No presente trabalho estimou-se o valor de K_0 correspondente à situação antes da execução das colunas de brita, recorrendo à expressão semi-empírica proposta por Jaky (1944) para solos normalmente consolidados:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (2)$$

que, para o valor de 30° adoptado para o ângulo de resistência ao corte em termos de tensões efectivas do solo mole, conduz ao valor de K_0 de 0,5. Para atender ao efeito do método construtivo, no caso em estudo considerou-se uma situação intermédia entre K_0 e $K=1$, tendo-se adoptado o valor de 0,7.

3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 – Deslocamentos

Apresenta-se na Figura 3 as deformadas obtidas ao fim de 4 (final da construção), 7 e 78 (final da consolidação) semanas respectivamente (os deslocamentos estão representados a uma escala 5 vezes superior à escala geométrica). Na Figura 4 mostra-se a evolução no tempo do assentamento médio do conjunto coluna-solo na base do aterro.

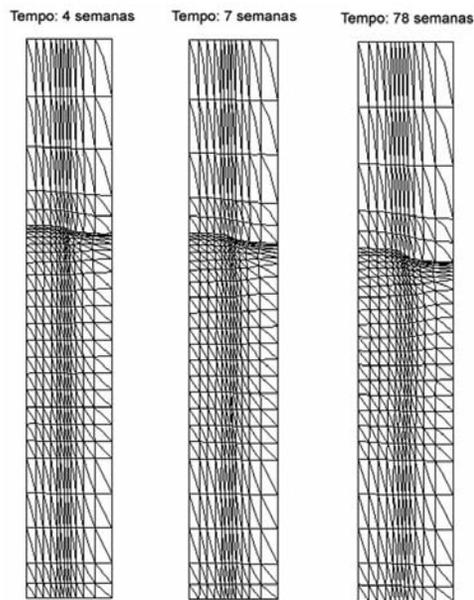


Fig. 3 – Deformadas ao fim de 4, 7 e 78 semanas (factor de ampliação de deslocamentos igual a 5).

Como primeiro comentário geral, observa-se que os assentamentos, processando-se logo desde o início da construção do aterro, aumentam, como seria de esperar, à medida que o carregamento aumenta e a consolidação se processa, até ao valor final médio de cerca de 29,2 cm. Observa-se também um alargamento da coluna contra o solo, idêntico ao modelo de rotura por expansão lateral (Hughes e Withers, 1974; Dayte, 1982).

Quanto à evolução temporal dos assentamentos (Figura 4), distinguem-se mais ou menos duas fases com comportamento distinto. Existe uma primeira fase em que o conjunto coluna-solo exhibe uma alta taxa de assentamentos que é aproximadamente constante (cerca de 3 cm/semana) até uma altura em que há uma espécie de abrandamento progressivo (em termos relativos) até à estabilização do valor do assentamento. Com efeito, verifica-se que a maior parte dos assentamentos, cerca de 90%, dá-se até à semana 17, o que, descontando o primeiro mês para a construção do aterro, resulta em pouco mais de 3 meses para a materialização dos mesmos.

Observa-se igualmente que existem assentamentos apreciáveis durante a construção, de tal modo que no final da construção (4 semanas) o assentamento médio na base do aterro atinge já um valor não negligenciável, da ordem dos 12,5 cm, o que representa cerca de 43% do assentamento total.

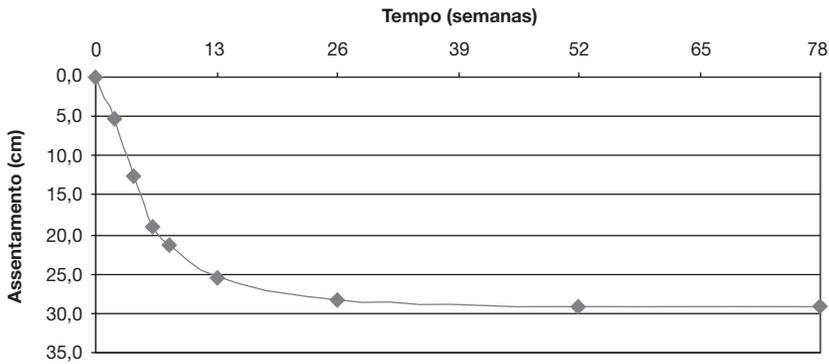
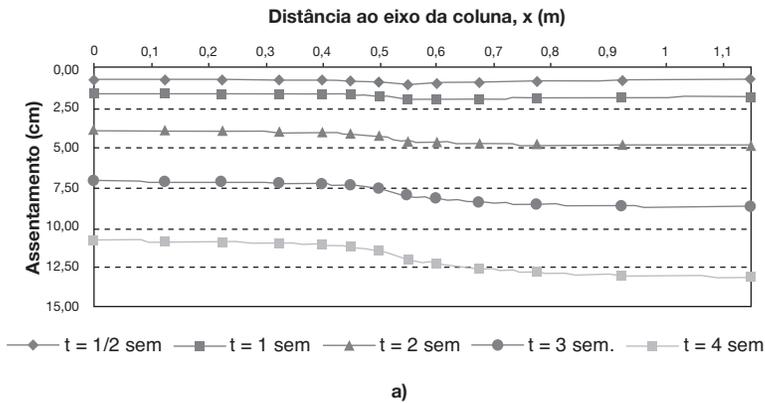
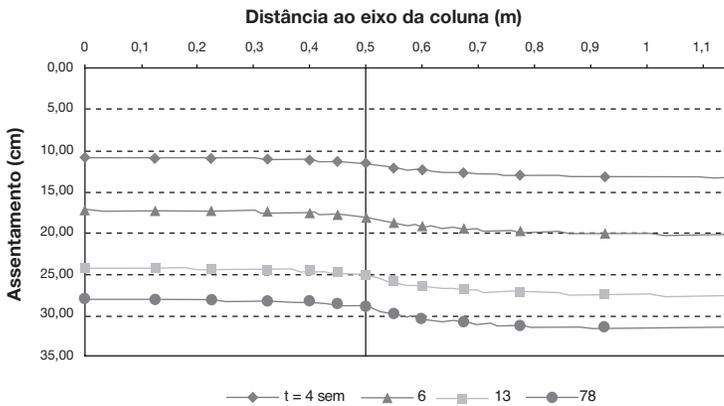


Fig. 4 – Assentamento médio do conjunto coluna-solo, na base do aterro, em função do tempo decorrido.



a)



b)

Fig. 5 – Assentamentos na base do aterro: a) durante a construção; b) no período pós-construtivo.

Mostra-se na Figura 5, os perfis dos assentamentos na base do aterro em diferentes instantes, durante e após a construção.

Analisando em pormenor esta figura, observa-se que, como seria de esperar, não existe igualdade de assentamentos na base do aterro, entre a coluna e o solo circundante, sendo notório – e previsível – um menor assentamento da coluna, dada a sua maior rigidez em comparação com a do solo circundante (em condições drenadas). No entanto, esta diferença não é apreciável – assentamentos médios finais (calculados entrando com os pesos das respectivas áreas) de 26,4cm e 29,6cm para a coluna e para o solo circundante respectivamente, conduzindo a uma diferença (3,2cm) da ordem de 11% do assentamento total médio – o que está de acordo com o apontado por diversos autores (Alamgir e Miura, 1997).

Esta pequena diferença de assentamentos no final da consolidação é devida à existência de efeito de arco que se processa quer no aterro propriamente dito quer na fundação. Este efeito – transferência de tensões do solo mole (mais deformável) para a brita (menos deformável) –, aumenta a carga na coluna e alivia-a na massa de solo circundante, o que tende a homogeneizar os assentamentos globais. Na Figura 6 ilustra-se o esquema de transmissão de cargas referido.

Este duplo efeito de arco (na camada de aterro e na fundação) também é visualmente perceptível através das cruzetas de tensões efectivas, que se encontram representadas na Figura 7, no final da consolidação. É aí bem visível o duplo efeito de arco, com a natural concentração de tensões verticais na zona da coluna (mais concentradas na coroa exterior da mesma) e o aliviar das tensões verticais no solo.

Na Figura 8 representa-se o perfil de deslocamentos horizontais na interface coluna-solo nos instantes correspondentes a 4, 9 e 78 semanas. Observando esta figura, verifica-se que processam-se deslocamentos horizontais ao longo de toda a coluna (com excepção óbvia da base) mas que é na zona até 2,5 m de profundidade que se concentram os maiores valores. Outra observação prende-se com o facto de até ao final do carregamento (4 semanas) a variação dos deslocamentos radiais ser aproximadamente constante em profundidade, notando-se que o “disparar” dos mesmos - nos primeiros 2,5 m – ocorre após a construção, com o processo de consolidação.

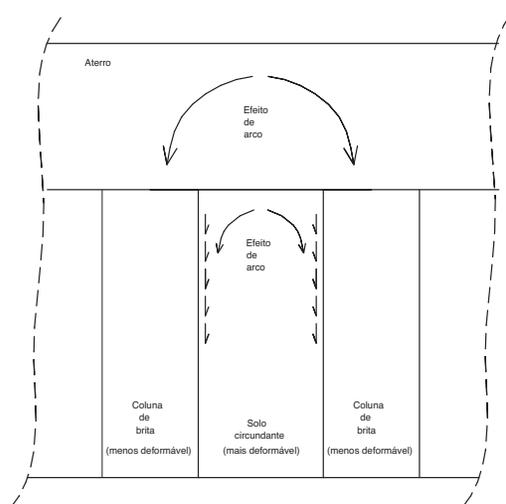


Fig. 6 – Efeito de arco no sistema coluna-solo circundante e no aterro.

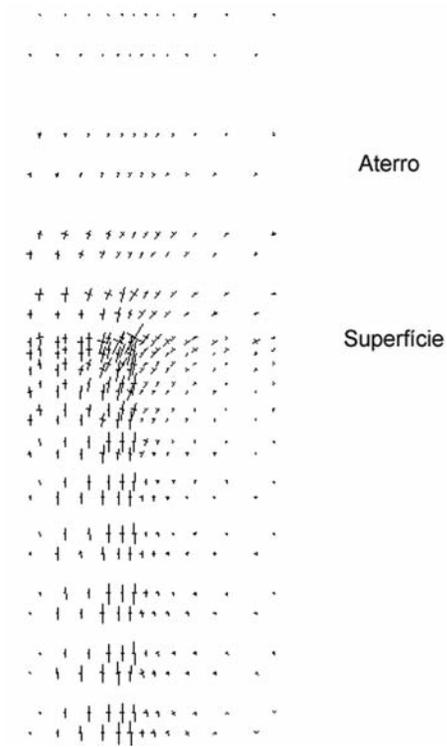


Fig. 7 – Cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação (78 semanas).

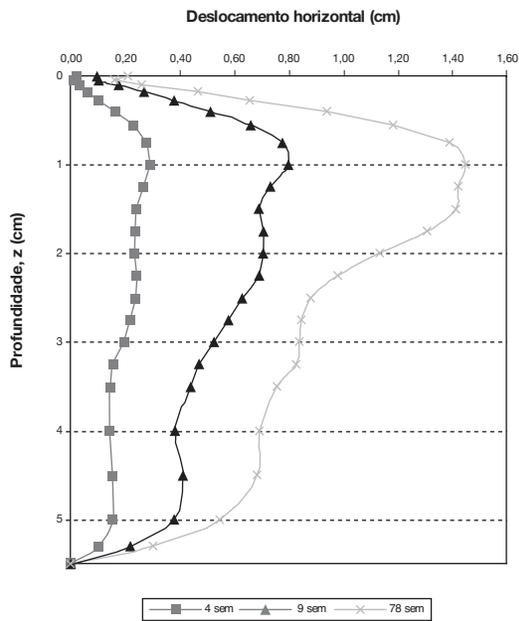


Fig. 8 – Evolução no tempo dos deslocamentos horizontais na interface coluna-solo.

3.2 – Tensões

Apresenta-se na Figura 9 os excessos de pressão neutra durante a fase de construção do aterro e no período pós-constutivo. É visível uma rápida evolução do excesso de pressão neutra com o tempo, sendo igualmente fácil de visualizar as duas fronteiras de drenagem existentes. No final da construção do aterro, ou seja às 4 semanas, o excesso de pressão neutra máximo é de cerca de 33,5 kPa (inferior aos 40 kPa correspondentes ao peso de terras dos 2 m de aterro, que teoricamente se obteriam supondo o solo carregado instantaneamente), e apenas na zona mais afastada da coluna a uma profundidade entre 0,5 a 2 diâmetros de coluna. É pois notório, mesmo durante o período construtivo, o efeito de aceleração da consolidação devido à drenagem provocada pela presença das colunas de brita. Também se pode observar que a forma das linhas isócronas do excesso de pressão neutra não é vertical.

Verifica-se igualmente que a partir das 9 semanas a parcela que falta dissipar dos excessos de pressão neutra é já pequena – o valor máximo, numa zona já de extensão muito reduzida, é de 21 kPa – e que entre as 13 e 26 semanas a consolidação está em grande parte realizada, o que está de acordo com a evolução com o tempo do assentamento médio na base do aterro, ilustrada na Figura 4.

Ao longo do processo de consolidação, com a conseqüente redução de volume pela expulsão de água à medida que se dissipam os excessos de pressão neutra, aumentam as tensões efectivas, especialmente na coluna de brita.

Este fenómeno de concentração de tensões na coluna pode ser observado na Figura 10, na qual se representam, para diferentes instantes de tempo, durante e após a construção, os diagramas dos acréscimos da tensão vertical efectiva, em função da distância ao centro da coluna, à profundidade de 0,4 m. Da observação desta figura ressalta que, em cada instante, o diagrama não é constante em cada um dos materiais. Particularmente na coluna, as variações são bastante apreciáveis, notando-se claramente a tendência para um maior aumento da tensão efectiva vertical na orla exterior da mesma.

Por outro lado, após a construção, continuam a aumentar, de modo bastante expressivo, as tensões verticais efectivas não só no solo mole mas também na coluna de brita. Dado o comportamento drenado da coluna e o facto de não aumentarem as cargas exteriores durante esse período, o aumento das tensões efectivas na coluna ilustra claramente a transferência de tensões, no tempo, do solo mole para a coluna (efeito de arco) associada aos processos de consolidação. Estes resultados mostram inequivocamente o funcionamento como elemento de reforço da coluna em todas as fases da obra, durante e após a construção.

O fenómeno de concentração das tensões verticais efectivas pode, igualmente, ser avaliado pelo designado factor de concentração de tensões, FC , dado pela relação:

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_v(col)}{\Delta\sigma'_v(solo)} \quad (3)$$

em que $\Delta\sigma'_v(col)$ e $\Delta\sigma'_v(solo)$ representam, respectivamente, os acréscimos médios da tensão vertical efectiva na coluna e no solo. Este factor não é pois independente do tempo, nem é constante ao longo da profundidade da coluna.

Apresenta-se na Figura 11 um diagrama com a evolução em profundidade de FC para três instantes de tempo (final da construção do aterro, 13 semanas após o início do mesmo e no final da consolidação).

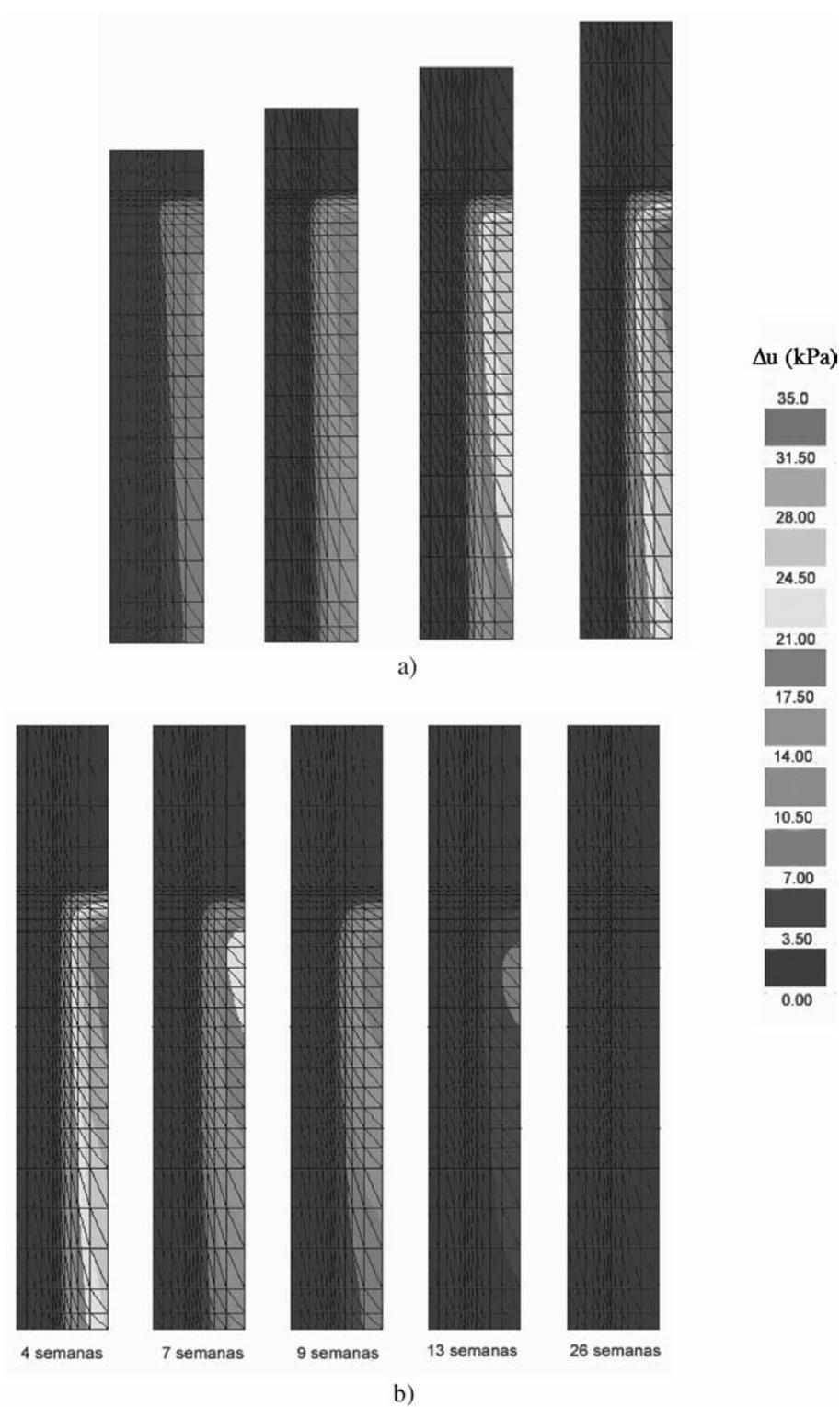


Fig. 9 – Excesso de pressão neutra: a) durante a construção; b) após a construção.

Analisando esta figura constata-se que FC decresce à medida que se processa a consolidação. Este efeito é explicado, naturalmente, pelo maior aumento relativo do acréscimo da tensão efectiva vertical no solo que na coluna.

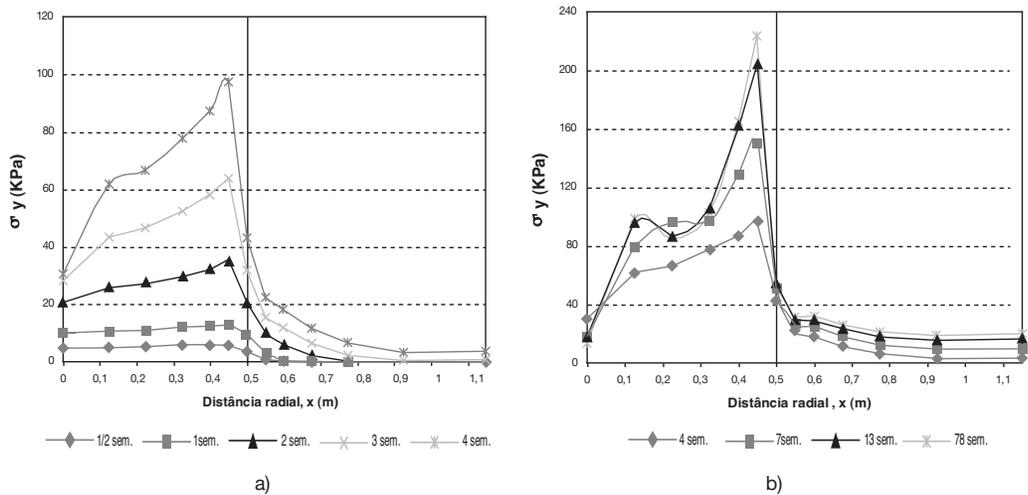


Fig. 10 – Incrementos de tensão vertical efectiva à profundidade de 0.4 m: a) durante a construção; b) após a construção.

No final da consolidação, o factor de concentração de tensões, partindo de um valor de 3,6 à superfície, aumenta rapidamente até uma profundidade de aproximadamente 0,5 m, onde atinge o valor mais elevado de cerca de 6,7. A partir dessa profundidade, decresce mais moderadamente e estabiliza num valor da ordem de 5. Constata-se ainda que: (i) existe, tal como referido anteriormente, mecanismo de efeito de arco no aterro propriamente dito, já que à superfície o valor de FC , 3,6, é já superior a metade do valor máximo atingido próximo de 0,5 m de profundidade; (ii) o efeito de arco na fundação (acréscimo de tensão vertical na coluna) está limitado, em termos significativos, às camadas mais superficiais (até cerca de 0,5 m), uma vez que é claramente nessa zona que FC aumenta rapidamente (tensões de corte na superfície lateral da coluna dirigidas para baixo); (iii) entre 0,5 e 2,0 m de profundidade, o efeito inverte-se (diminuição de FC , inversão do sentido das tensões de corte na interface coluna-solo), sendo inexpressivo para profundidades superiores. Não obstante a muito menor deformabilidade da coluna de brita quando comparada com a do solo envolvente, ao concentrarem-se mais tensões verticais efectivas naquela, entre 0,5 e 2,0 m a coluna deforma-se mais do que o próprio solo envolvente e passa a “apoiar-se” neste, diminuindo assim uma parte das suas tensões efectivas verticais e, conseqüentemente, o valor de FC .

Para comparação com o exemplo numérico estudado, indicam-se no Quadro 2 os valores esperados para o factor de concentração de tensões, no final da consolidação, segundo os autores aí referidos. Dada a variação de FC em profundidade, como constatado no presente trabalho, os valores indicados por Balaam e Poulos (1983) e Priebe (1976) traduzem valores médios de FC ao longo do comprimento da coluna. Para o caso numérico em análise, o valor médio de FC é de cerca de 5,0 e apresenta pois uma ordem de grandeza semelhante ao obtido pelo proposto por aqueles autores.

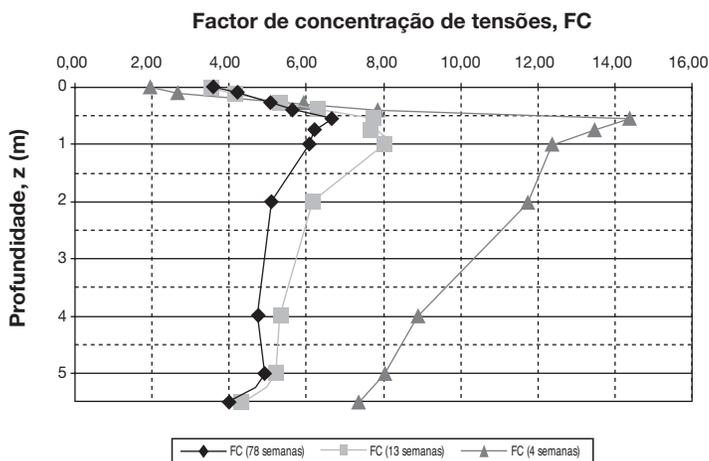


Fig. 11 – Variação em profundidade do factor de concentração de tensões, FC , nos instantes de 4, 13 e 78 semanas.

Quadro 2 – Valores do factor de concentração de tensões, FC , segundo diversos autores, para a relação $1/CS=5.3$, no final da consolidação.

Autor	Factor de Concentração de Tensões, FC
Balaam e Poulos (1983)	6,2
Priebe (1976)	5,5

3.3 – Factor de redução de assentamentos

O factor de redução de assentamentos, FRA , de grande importância prática na avaliação da eficiência do reforço, é definido pelo quociente entre o assentamento do solo reforçado com colunas de brita (s_R) e o assentamento do solo não reforçado para condições idênticas (s_{NR}):

$$FRA = \frac{s_R}{s_{NR}} \quad (4)$$

Muitas vezes é também usado o inverso de FRA , o designado factor de melhoramento, n .

Com o objectivo de se avaliar o valor de FRA no caso presente, modelou-se o problema anteriormente descrito mas não considerando a presença das colunas de brita. Foi adoptado no solo mole um valor de K_0 igual a 0,5, correspondente ao estado de repouso inicial. Apresenta-se na Figura 12 a evolução do assentamento médio ao longo do tempo na base do aterro para ambas as situações. Consta-se que, pela introdução do reforço com colunas de brita, há uma diminuição do valor do assentamento máximo de 44,7 para 29,2 cm, que corresponde a uma redução de cerca de 35%. O valor de FRA , é então de 0,65, e o factor de melhoramento, n , de 1,53.

De modo a balizar os resultados obtidos, apresenta-se no Quadro 3 o assentamento previsto por diversos métodos simplificados de autores distintos. Chama-se a atenção para o facto destas estimativas partirem todas de pressupostos diferentes, bem como alguns dos seus parâmetros serem

estimados indirectamente, pelo que a sua comparação com o resultado numérico deve ser considerada como meramente indicativa (as correlações entre parâmetros dos diferentes métodos é detalhadamente descrita em Domingues, 2006). Da observação do quadro conclui-se que não existe uma grande dispersão de resultados entre os diversos autores, nem grandes diferenças em relação à simulação numérica.

Observando de novo a Figura 12, nota-se igualmente que, para além da óbvia redução do assentamento com a introdução de colunas de brita, é notória também, como seria de esperar, uma forte aceleração da consolidação, a qual se encontra em grande parte realizada a partir da 12^a semana.

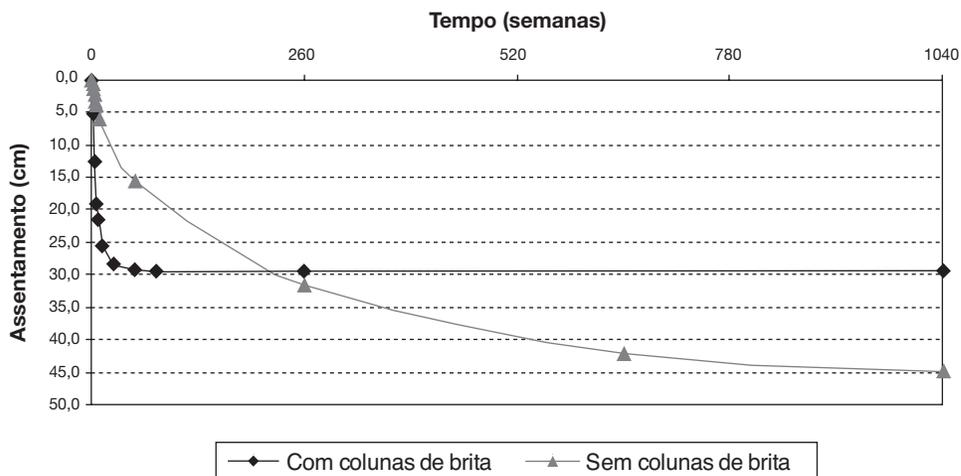


Fig. 12 – Assentamentos médios na base do aterro ao longo do tempo.

Quadro 3 – Assentamentos na base do aterro reforçado e valores de FRA e n , segundo diferentes métodos simplificados. Comparação com o cálculo numérico.

	Modelo numérico	Mattes e Poulos (1969)	Aboshi et al (1979)	Balaam e Booker (1985)	Priebe (1995)
FRA (%)	65	53	57	69	53
n	1,53	1,94	1,75	1,44	1,94
Assentamento (cm)	29,2	23	25,5	31	23

FRA - factor de redução de assentamentos; n - factor de melhoramento.

4 – CONCLUSÕES

Utilizando o conceito de célula unitária, analisou-se o comportamento dum aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita, através da aplicação dum modelo numérico baseado no método de elementos finitos. Da análise dos resultados, várias conclusões podem ser destacadas.

(1) Não são expressivos os assentamentos diferenciais na base do aterro no final da consolidação (11% do assentamento total médio), não obstante a grande diferença de rigidezes da coluna de brita e do solo mole circundante.

(2) Este facto é devido a transferência de carga, por efeito de arco, do material mais deformável (solo mole) para o menos deformável (coluna de brita), o que tende a homogeneizar os assentamentos, reduzindo significativamente o seu valor médio final.

(3) Em todas as fases da obra, ocorrem deslocamentos horizontais na interface coluna-solo em todo o seu comprimento; os valores mais expressivos ocorrem nas zonas mais superficiais, até 2,5 m de profundidade, e aumentam significativamente com o processo de consolidação.

(4) O efeito de drenagem devido à presença das colunas de brita acelera expressivamente a dissipação dos excessos de pressão neutra, sendo mesmo significativos, devido a este efeito, os assentamentos na base do aterro no final do período construtivo.

(5) Durante e após a construção, aumentam ao longo do tempo as tensões verticais efectivas no solo mole e na coluna de brita. Após a construção, o aumento das tensões na coluna processa-se por efeito de arco, ou seja, por transferência de tensões do solo mole para a coluna, à medida que naquele acontece a dissipação dos excessos de pressão de água nos poros.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aboshi, H.; Ichimoto, E.; Enoki, M.; Harada, K. – *The Compozer - A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns*. International Conference on soil reinforcement, Reinforced earth and other techniques, Vol. I. Paris, pp. 221-216, 1979.
- Alamgir, M.; Miura, N. – *Time-Dependent response of Soft Ground Improved by Granular Columns*. Int. Conf. on Ground Improvement Techniques, Macau, 1997.
- Balaam, N. P.; Poulos, H. G. – *The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns*. C.R. 8th European conference on SMFE, Helsinki, Vol.1, pp. 199-204, 1983.
- Balaam, N. P.; Booker, J. R. – *Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 9, pp. 331-351, 1985.
- Besançon, G.; Iorio, J. P.; Soyoz, B. – *Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées*. Renforcement en place des sols et des roches, Paris, 1984.
- Borges, J. L. – *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Análise e dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Porto, 1995.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. – *Simulação numérica do modelo de estados críticos (p,q,θ) em aterros sobre solos moles*. Revista Geotecnia, nº 84, pp. 39-63, 1998.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. – *Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles*. Revista Geotecnia, nº 89, pp 57-75, 2000.
- Britto, A.M.; Gunn, M.J. – *Critical state soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Limited, England, 1987.
- Dayte, K. R. – *Settlement and bearing capacity of foundation system*. Symposium on recent developments in ground improvement techniques, Bangkok, 1982.
- Domingues, T. S. – *Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e dimensionamento*. Dissertação de mestrado, FEUP, 2006.
- Goughnour, R. R.; Bayuk, A. A. – *A field study of long-term settlement of loads supported by stone columns in soft ground*. Proc. Int. Conf. Soil Reinf., Paris, Vol. 1, pp. 279-286, 1979.

- Hughes, J. O.; Withers, N. J. – *Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns*. Ground Engineering, pp. 42-49, 1974.
- Jaky, J. – *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, 1944.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. *Soil mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1969.
- Lewis, R.W.; Schrefler, B.A. – *The finite element method in the deformation and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1987.
- Mattes, N. S.; Poulos, H. G. – *Settlement of single compressible pile*. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 95, SM1, pp. 189-207, 1969.
- Nayak, N. V. – *Recent innovations on ground improvement by stone columns*. Symposium on recent developments in ground improvement techniques, Bangkok, 1982.
- Priebe, H. J. – *Abschätzung des setzungsverhaltens lines durch stopverdish tung verbesserten baugrundes*, Die Bautechnik, 5, pp. 160-162, 1976.
- Priebe H. J. – *The design of vibro replacement*. Ground Engineering, Vol. 28, n° 10, 1995.

ESTUDO EXPERIMENTAL DE UMA ÁREA CONTAMINADA POR LODO BIODISSÓLIDO, POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO DO TIPO CONE RESISTIVO

Experimental study of an area contaminated by biosolid sludge, through field tests of the type resistivity cone

Renato Pinto da Cunha*

Luiz Heleno Albuquerque Filho**

Luís Fernando Martins Ribeiro***

Fabrcia de Souza Oliveira****

RESUMO – Este artigo apresenta os resultados de uma investigação geoambiental, realizada na Estação de Tratamento de Esgoto Norte da CAESB, em Brasília, Distrito Federal do Brasil, utilizando o cone resistivo como ferramenta principal de investigação. A campanha de investigação da área de estudo compreendeu, inicialmente, a caracterização geotécnica, mineralógica e físico-química do substrato, por meio da coleta de amostras de solo, em diferentes pontos, e posterior realização de ensaios de laboratório e análises químicas. Adicionalmente, foram coletadas amostras do fluido, com um amostrador do tipo BAT, do lençol subterrâneo e, também, da superfície do lago Paranoá. A comparação entre os resultados das caracterizações do substrato, das perfilagens eletrorresistivas e dos ensaios com o cone resistivo evidenciou um contraste significativo entre as áreas contaminadas e não contaminadas, além de permitir a determinação de correlações consistentes, com determinados contaminantes.

SYNOPSIS – This paper presents the results of a geo-environmental investigation, carried out in the North Sewage Treatment Plant of the city of Brasília, in the Federal District of Brazil, which, on a pioneer basis, used the resistivity cone as the main site investigation tool. The investigation campaign of the study area involved the geotechnical, mineralogical and physico-chemical characterization of the substratum by means of soil samples at distinct points, and their subsequent laboratory testing and chemical analysis. Additionally, fluid samples were retrieved a BAT type sampler, which was employed in the ground water and also at the surface of the lake Paranoá. The comparison of the characterization results from the soil and fluid with those from the cone resistivity tests demonstrated a significant contrast between contaminated and non contaminated areas, besides allowing the establishment of consistent correlations with certain contaminants. The resistivity cone results have also been compared to those from conventional electroresistivity surveys.

PALAVRAS CHAVE – Investigação geoambiental, cone resistivo, lodos biodissólidos.

* Professor Adjunto (PhD), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília-DF, Brasil. E-mail: rpcunha@unb.br

** Doutorando CNPq (MSc), Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília-DF, Brasil. E-mail: luizheleno@unb.br

*** Professor Adjunto (DSc), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília-DF, Brasil. E-mail: lmartins@unb.br

**** Supervisora de Obras (MSc), Aldeias Infantis SOS Brasil. Brasília-DF, Brasil.
E-mail: fabricia.oliveira@gmail.com

1 – INTRODUÇÃO

O lodo biossólido consiste no composto resultante do tratamento dos esgotos domésticos e industriais, realizado em locais específicos, pelas empresas de saneamento. Em sua composição, são encontrados elementos nutrientes e metais pesados, além de grandes concentrações de agentes patogênicos, como vírus, enterobactérias, ovos de helmintos e cistos de protozoários. Em virtude do seu elevado potencial de contaminação, a disposição do lodo biossólido não reciclado pode estar associada a diversos impactos ambientais, na área de tratamento de esgotos.

Dentre estes possíveis impactos ambientais, podem ser destacadas a produção de odores desagradáveis, a contaminação do solo, das águas superficiais e do lençol freático por agentes patogênicos e metais pesados, a proliferação de organismos indesejáveis, vetores de várias enfermidades (roedores e insetos) e os riscos de contaminação do homem e dos animais com elementos patogênicos, por inalação, ingestão ou ferimentos.

Nesse sentido, a análise da qualidade da água subterrânea e do solo constitui um elemento fundamental para a avaliação da eventual contaminação de áreas sujeitas à ação do lodo biossólido não reciclado. Esta avaliação pode ser realizada de forma direta, por meio da coleta de amostras de solo, da água e do ar, ou indiretamente por via da medição de alguma propriedade do solo que possa ser alterada devido à presença de algum tipo de contaminante.

As técnicas geofísicas, como a utilização da resistividade elétrica, constituem um método indireto de medir as propriedades do solo, tendo sido muito aplicadas, nas últimas décadas, na determinação da contaminação das águas subterrâneas e do solo e no delineamento das plumas de contaminação. O objetivo dessa técnica é detectar características do perfil geotécnico, medindo-se a variação da resistividade elétrica do meio.

O domínio do cone resistivo, como ferramenta de investigação geoambiental, constitui um importante avanço na linha de pesquisa de áreas contaminadas, podendo tal técnica ser amplamente expandida em pesquisas futuras. Entre outras vantagens, essa ferramenta é capaz de detectar contaminação, com um contraste de cerca de 1%, entre uma área contaminada e outra sem contaminação. Adicionalmente, a sua utilização não gera resíduos, eliminando a preocupação com o material extraído que não é aproveitado durante o ensaio, além de apresentar um menor custo, quando comparada com outras técnicas atualmente utilizadas (Campanella & Weemee, 1990).

Desta forma, o presente trabalho apresenta o uso dessa técnica, de forma pioneira e preliminar, numa área contaminada do Distrito Federal do Brasil, área esta, que serviu de base de estudo de uma dissertação de mestrado recente, do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, da Universidade de Brasília (Oliveira, 2004).

2 – RESISTIVIDADE ELÉTRICA

A resistividade elétrica pode ser definida como propriedade do material que quantifica a resistência à passagem de um fluxo de elétrons através de um meio condutor, sendo medida em Ohm e expressa pela equação apresentada a seguir:

$$\rho = \frac{1}{\sigma} \quad (1)$$

onde ρ representa a resistividade elétrica e σ a condutividade elétrica de um dado material.

O estudo das características do solo através da resistividade elétrica vem sendo realizado, há muito tempo, por pesquisadores da área da hidrogeologia. As pesquisas realizadas com esta técnica indireta de investigação, envolveram basicamente a determinação de correlações da resistividade elétrica com diferentes propriedades físicas do solo, tais como a porosidade e a condutividade hidráulica, e com as propriedades físico-químicas associadas ao potencial de corrosão (Lunne et al., 1997). Mais recentemente, o conceito da resistividade foi incorporado na rotina de investigação geoambiental de sítios contaminados por resíduos orgânicos e inorgânicos (Campanella et al., 1998; Robertson et al., 1998).

A resistividade elétrica do solo é o resultado das características da eletricidade através dos componentes do mesmo, e da interação entre eles. O solo contaminado é um sistema multifásico, sendo composto por partículas sólidas, líquidos em fase aquosa (Aqueous Phase Liquids - APL), líquidos em fase não-aquosa (Non Aqueous Phase Liquids - NAPL) e ar. Assim, a principal dificuldade consiste na identificação de qual a componente que causa a mudança na resistividade.

Nos solos e nas rochas, a resistividade elétrica tende a diminuir com o aumento da umidade, da quantidade de sólidos dissolvidos na água intersticial e da porosidade comunicante total (a água presente em pequenos vazios isolados apresenta pouca influência). Em solos argilosos, os cátions adsorvidos na superfície dos cristais de argila atuam como condutores de eletricidade, tornando os solos argilosos menos resistivos que os solos arenosos (Benson et al., 1982, citado por Nascimento, 1998).

Dessa forma, segundo Daniel (1997), a resistividade elétrica do solo pode ser influenciada por diversos fatores, podendo ser destacados:

- a) o grau de saturação;
- b) a composição iônica do líquido (relacionada com a resistividade do fluido intersticial);
- c) a porosidade;
- d) a temperatura;
- e) a forma dos poros; e
- f) a capacidade de troca catiônica da matriz sólida.

Entre as formulações que definem a resistividade elétrica dos diferentes componentes, a considerada mais simples é a lei de Archie (1942). Esta formulação admite que a resistividade do fluido intersticial, a porosidade do solo e o grau de saturação constituem os três fatores dominantes que afetam a resistividade dos solos granulares (Daniel et al., 2000). Adicionalmente, assume-se que a resistividade do solo é diretamente proporcional à resistividade elétrica do fluido intersticial e à geometria dos espaços vazios no solo (ou rocha), sendo expressa pela equação abaixo:

$$\rho_f = \frac{\rho_b}{FF} = am^{-m}S_r^{-s} \quad (2)$$

onde ρ_f representa a resistividade elétrica do fluido intersticial, FF é um fator de forma, ρ_b é a resistividade elétrica aparente do solo, a representa uma constante dependente da porosidade, n é a porosidade do solo, m representa uma constante dependente do grau de cimentação entre as partículas, S_r é o grau de saturação do solo e S representa uma constante experimental do solo.

Com parâmetros referentes à natureza geoquímica, pode-se avaliar continuamente a resistividade detectada pelo cone resistivo e compará-la com a análise química feita nas amostras coletadas pelos sistemas de amostragem de fluido. A Tabela 1 apresenta alguns valores típicos da condutividade elétrica dos fluidos, que servem de base de comparação para os valores a serem aqui apresentados mais a frente.

Tabela 1 – Valores típicos de condutividade elétrica dos fluidos (Campanella et al., 1994).

Tipo de material	Condutividade integral (mS/m)	Condutividade do fluido (mS/m)
Água do mar	–	5.000
Água potável	–	< 665
Areias de rejeitos de minério com drenagem ácida	1.000 – 25	500 – 37
Areias de rejeitos de minério sem drenagem ácida	14,5 – 10	66,5 – 20
APL em areias	2.000 – 600	21
NAPL em areias	8	0,05
100% Dicloreto de etileno (ED)	–	–
50% ED e 50% água em areias	1,4	–
17% ED e 83% água em areias	3,6	–
Argilas	1.000 – 10	–
Aluviões e areias	100 – 1,2	–
Areias com óleo	250 – 1,2	–

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 – Descrição da Área de Estudo

O local escolhido para a realização desta campanha de investigação dos solos, por meio de ensaios de cone resistivo, foi a Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) Norte, da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal do Brasil (CAESB), em Brasília, devido à suspeita de contaminação das águas do lago Paranoá, por resíduos provenientes do tratamento dos esgotos nesta região. A Figura 1 apresenta a localização da ETE Norte, da CAESB, situada nas margens do lago Paranoá, no “Plano Piloto” de Brasília.

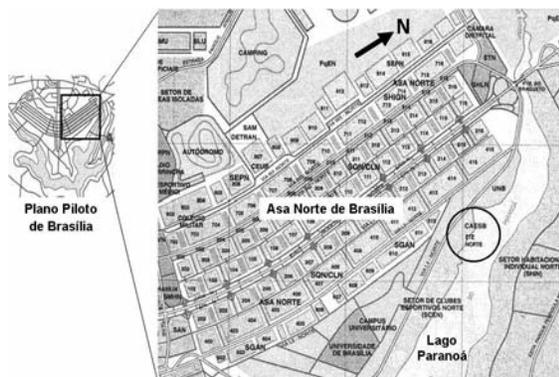


Fig. 1 – Mapa da Asa Norte de Brasília, destacando a ETE Norte, da CAESB.

A provável fonte desta contaminação está relacionada com o depósito de lodo em que são lançados os resíduos sólidos resultantes do tratamento do esgoto, situado a cerca de 500 m da margem do lago Paranoá, e que foi, por isso, obviamente uma das áreas escolhidas para a realização dos ensaios. Ao lado do depósito de lodo encontra-se um campo de futebol, onde nunca foram depositados os resíduos, que foi escolhido como área de comparação, por ser, teoricamente, uma área não contaminada. Entre estas duas áreas ocorre um desnível de cerca de 1 m, estando o campo de futebol na área de maior elevação.

A outra área escolhida para realização dos ensaios, localiza-se a jusante dos leitos de secagem da estação de tratamento, nas margens do lago Paranoá. Esta área foi escolhida para que pudesse ser feita a verificação de uma provável contaminação da água subterrânea, em virtude de nesta região o nível da água se encontrar a 2,8 m de profundidade. A Figura 2 apresenta a localização das áreas onde foram realizados a coleta de amostras (solo, fluido) e os ensaios com a utilização do cone resistivo.



Fig. 2 – Detalhe da localização das áreas investigadas, na ETE Norte, da CAESB.

3.2 – Descrição dos Ensaios de Laboratório e de Campo

A campanha completa de investigação da área de estudo da Estação de Tratamento de Esgotos Norte, da CAESB, compreendeu, inicialmente, a realização de um levantamento topográfico e a realização de sondagens verticais, para coleta de amostras do solo e do fluido, em diferentes profundidades. Estas amostras foram devidamente acondicionadas e transportadas para o laboratório, onde foram realizados os ensaios de caracterização física (granulometria, determinação dos índices físicos e dos limites de consistência) e as análises químicas.

Adicionalmente, objetivando a definição do perfil estratigráfico e da resistência à penetração das áreas de estudo, foram realizadas sondagens à percussão, associadas ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), e ensaios com o penetrômetro dinâmico leve (DPL). Estes ensaios foram realizados em diferentes pontos na região do depósito de lodo, no campo de futebol e nas margens do lago Paranoá, conforme esquematizado na Figura 2.

A complementação da campanha de investigação geoambiental envolveu a realização de ensaios geofísicos de eletroresistividade e ensaios com a utilização do cone resistivo, na área do campo de futebol e do depósito de lodo. As perfilagens dos ensaios de eletroresistividade foram executadas em 6 linhas de 25 m, espaçadas lateralmente de 10 m entre si, abrangendo toda a área de estudo. Estes ensaios específicos foram gentilmente realizados pelo Instituto de Geologia da Universidade de Brasília. Já os ensaios com o cone resistivo, conduzidos por Oliveira (2004), foram realizados em 8 pontos distintos, com uma profundidade média de 4 m e com medições da resistividade ocorrendo a cada 20 cm de cravação da ponteira. A Figura 3 apresenta o desenho esquemático das perfilagens dos ensaios geofísicos de eletroresistividade, e a localização dos ensaios com o cone resistivo.

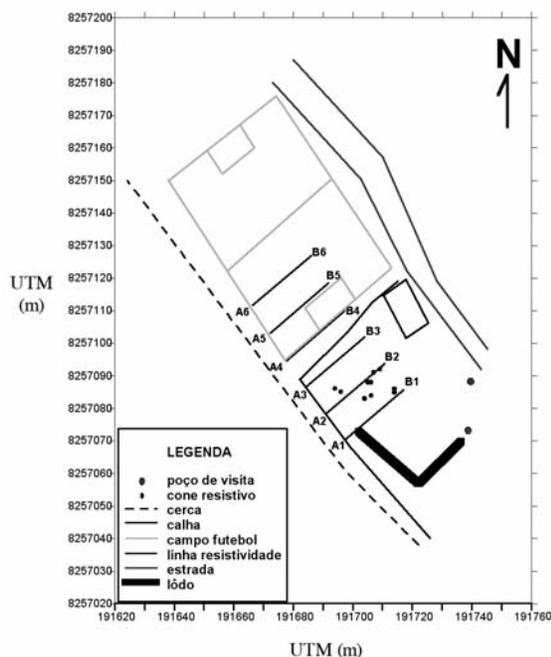


Fig. 3 – Desenho esquemático da localização dos ensaios de eletroresistividade e cone resistivo.

4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise dos resultados desta campanha foi realizada por meio da avaliação das diferentes informações e parâmetros obtidos nos ensaios. Assim, tornou-se possível a comparação dos resultados do cone resistivo com as análises químicas do fluido, com o perfil de umidade e com os resultados obtidos através da perfilagem eletroresistiva. Este processo de comparação dos resultados foi utilizado para comprovar a validade do uso do cone resistivo no delineamento da contaminação, no zonamento e identificação de áreas prioritárias ou nas suspeitas que possam requerer uma investigação mais detalhada.

4.1 – Comparação dos Resultados do Cone Resistivo com os Perfis de Umidade

Sabe-se, pela lei de Archie (1942), que o grau de saturação apresenta uma grande influência nos valores da resistividade elétrica (condutividade), especialmente para baixos graus de saturação. Assim, analisou-se, neste item, a influência da umidade “in situ” do solo na resistividade elétrica, comparando-se os resultados obtidos pelo cone resistivo, com a umidade do solo, tanto no depósito de lodo, quanto na margem do lago.

A Figura 4 apresenta, respectivamente, a variação do teor de umidade no campo e da resistividade elétrica com a profundidade, em sondagens verticais realizadas no depósito de lodo. Os valores de umidade utilizados correspondem àqueles obtidos em amostras coletadas no mesmo dia da realização das sondagens verticais com o cone resistivo.

A análise dos perfis apresentados na Figura 4 permite identificar a pouca variação dos valores da resistividade elétrica do solo, ao longo da profundidade, apesar da ocorrência de uma franca variação do teor de umidade.

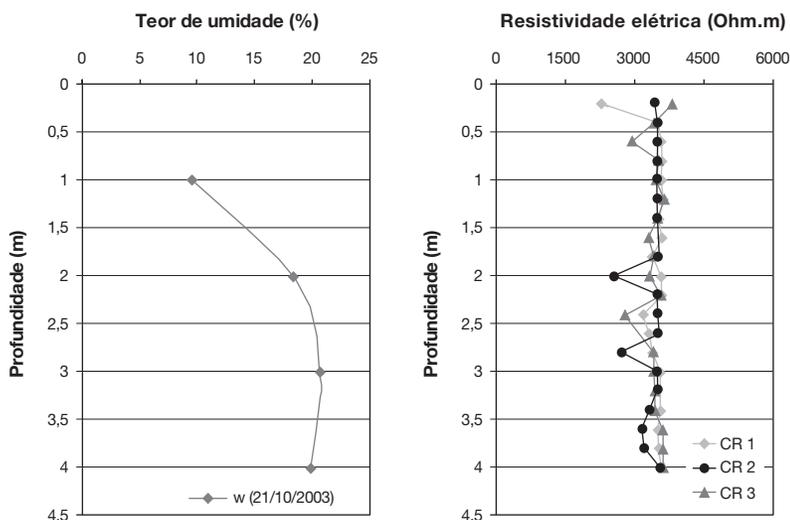


Fig. 4 – Perfis de umidade e de resistividade elétrica, medidos no depósito de lodo.

A Figura 5 apresenta o perfil de variação da umidade de campo e da resistividade elétrica em sondagens verticais, realizadas na margem do lago Paranoá, em época semelhante à das medições apresentadas na Figura 4. Nestes resultados, pode-se identificar um comportamento bastante diferenciado daquele obtido nos ensaios realizados no depósito de lodo, tanto na magnitude dos valores, quanto na forma da curva. Adicionalmente, observa-se, na faixa de saturação do solo (profundidade superior a 2,8 m, onde se encontra o nível de água local), uma estabilização das medidas da resistividade elétrica.

A ocorrência de valores significativamente elevados de resistividade elétrica, na área do depósito de lodo, encontra-se associada ao baixo grau de saturação do solo, nesta região. A fase sólida

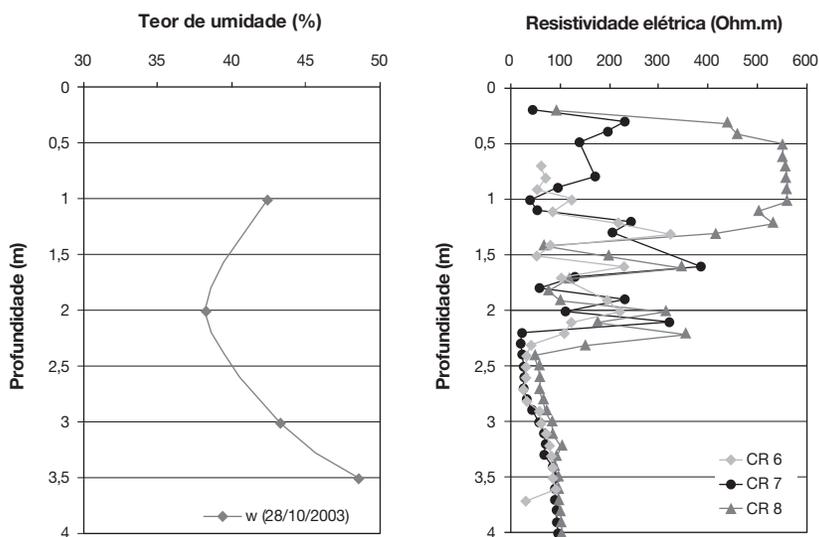


Fig. 5 – Perfis de umidade e de resistividade elétrica medidos, na margem do lago Paranoá.

e o ar presentes no solo comportam-se como um material isolante, reduzindo a condução elétrica e, conseqüentemente, aumentando sua resistividade. Dessa forma, a utilização de técnicas baseadas no princípio da resistividade elétrica, em meios não saturados, ainda constitui um grande desafio para a geotecnia, em virtude da dificuldade em correlacionar a resistividade elétrica com as propriedades físicas do solo, neste tipo de condição do mesmo.

Entretanto, na região da margem do lago Paranoá, em virtude da maior umidade do solo e da consistência dos dados obtidos, tornou-se possível obter uma correlação da resistividade elétrica com o teor de umidade (Figura 6). Embora o coeficiente de correlação (R^2) obtido seja relativamente baixo, comprovou-se a tendência de aumento da resistividade elétrica com a redução do teor de umidade nos solos.

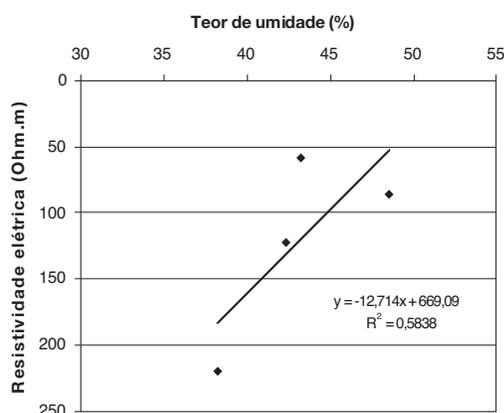


Fig. 6 – Correlação da resistividade elétrica com o teor de umidade.

Adicionalmente, a análise global dos resultados dos ensaios realizados, na região do depósito de lodo e na margem do lago Paranoá, permitiu atestar que a resposta do cone resistivo mostrou-se significativamente melhor em solos que apresentam um teor de umidade superior a 30%.

4.2 – Comparação dos Resultados do Cone Resistivo com as Análises Químicas do Solo e do Fluido

4.2.1 – Análises químicas do solo

As análises químicas dos solos foram realizadas a partir de amostras coletadas em diferentes profundidades, nas regiões do depósito de lodo, do campo de futebol e da margem do lago Paranoá. Estas análises químicas objetivaram identificar a concentração de macronutrientes (Ca, Mg, K, Na, Al, H⁺Al, CTC e Valor S), a saturação de alumínio e de bases, a presença de carbono orgânico e matéria orgânica, a concentração de fósforo, o pH na água e o pH no KCl. As Figuras 7 a 11 apresentam os perfis de concentração de alguns destes elementos, necessários para a identificação da contaminação, nas diferentes áreas estudadas.

Os resultados das análises químicas da região do depósito de lodo e na margem do lago Paranoá indicam alterações significativas na composição original dos solos, em praticamente todos os parâmetros ensaiados. Esta constatação torna-se evidente quando se comparam os valores determinados nestas regiões, com os resultados obtidos no campo de futebol (área de referência, livre de

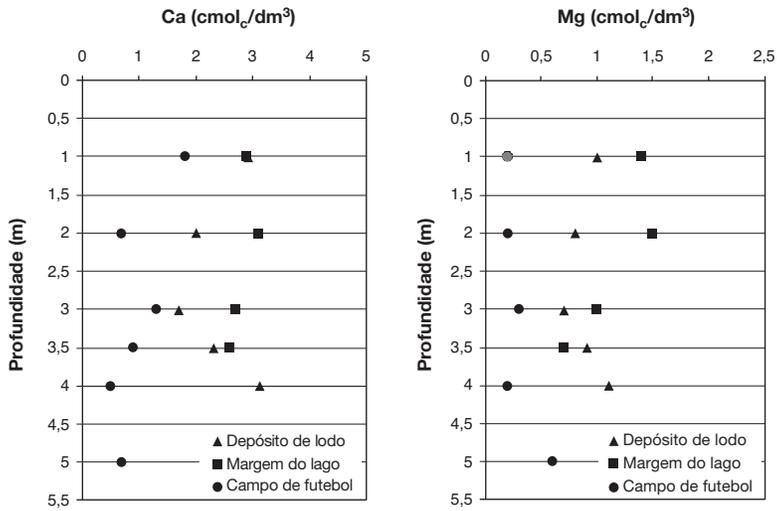


Fig. 7 – Perfis de concentração de cálcio e de magnésio, nas diferentes áreas de estudo.

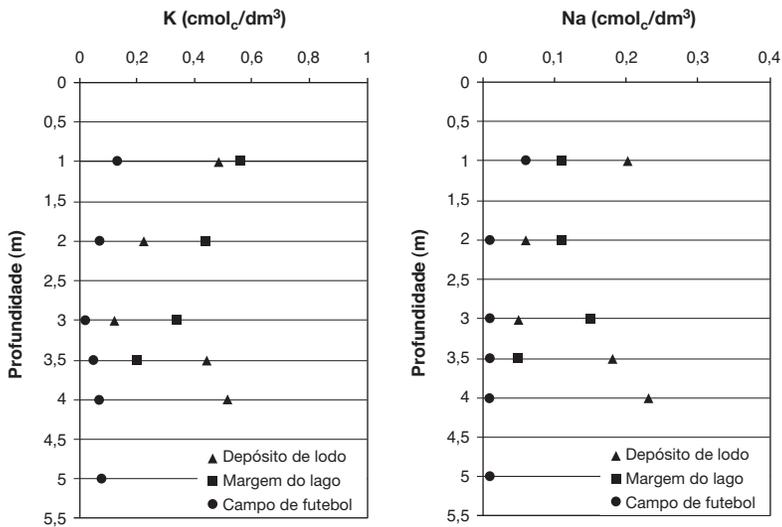


Fig. 8 – Perfis de concentração de potássio e de sódio, nas diferentes áreas de estudo.

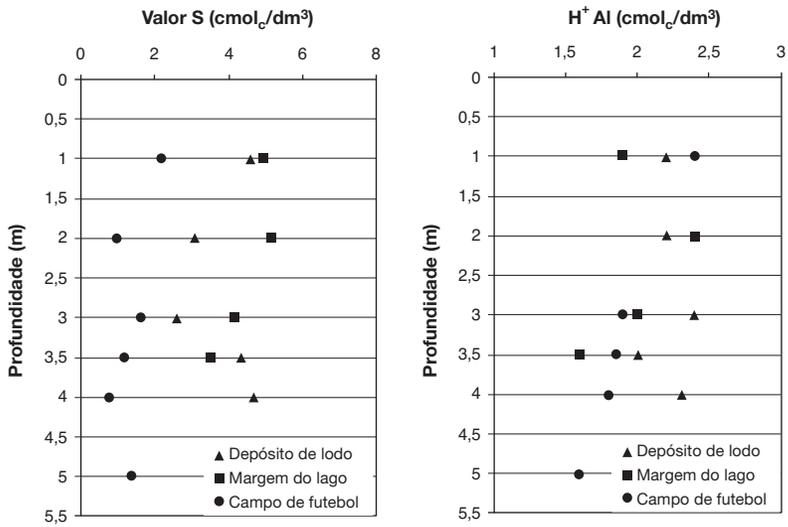


Fig. 9 – Perfis de concentração do valor S e da acidez total, nas diferentes áreas de estudo.

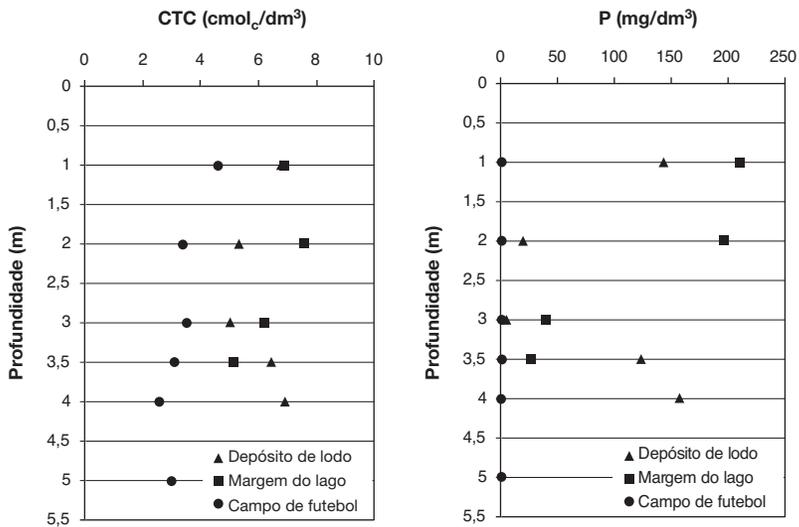


Fig. 10 – Perfis de concentração da capacidade de troca catiônica e de fósforo, nas diferentes áreas de estudo.

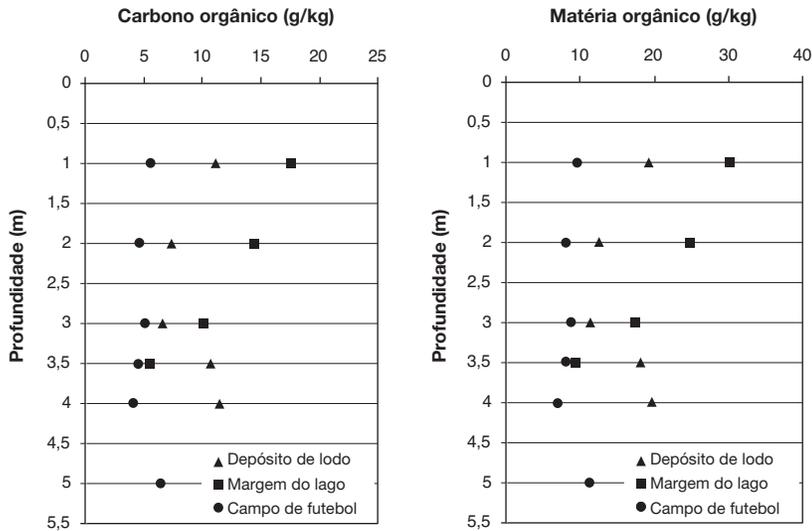


Fig. 11 – Perfis de concentração do carbono orgânico e da matéria orgânica, nas diferentes áreas de estudo.

contaminação pelo lodo biossólido). A magnitude da variação dos parâmetros químicos, entre as regiões estudadas, representa um importante indício da contaminação dos solos pelo lodo biossólido produzido pela Estação de Tratamento de Esgotos Norte, da CAESB.

4.2.2 – Comparação e correlação dos resultados do cone resistivo com as análises químicas do solo

A necessidade de avaliar a relação entre os resultados do cone resistivo e os parâmetros das análises químicas dos solos motivou o desenvolvimento de diferentes correlações. Como as amostras de solo para as análises químicas foram coletadas a cada metro de profundidade, e os valores de resistividade elétrica foram medidos a cada 20 cm ou 10 cm (respectivamente, no depósito de lodo e na margem do lago), optou-se por fazer uma média entre os quatro valores subsequentes da resistividade elétrica, correspondentes à profundidade na qual a amostra de solo foi coletada.

Para exemplificar, a Figura 12 apresenta os resultados da correlação existente entre os valores da concentração de cálcio e da resistividade elétrica do solo, medidos na região da margem do lago. Adicionalmente, torna-se relevante destacar que, até a profundidade de 2,8 m, a região foi conside-

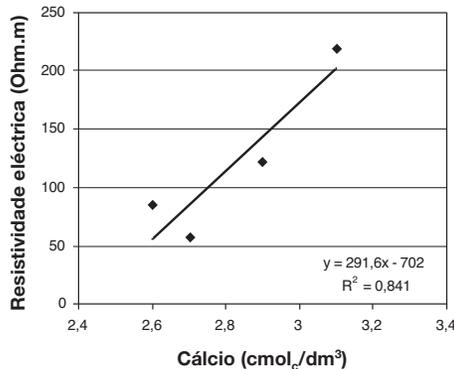


Fig. 12 – Correlação da concentração de cálcio com a resistividade elétrica.

rada não saturada, garantindo-se a saturação do solo apenas para profundidades superiores a 3 m (abaixo do nível da água). As correlações lineares foram obtidas através do método dos mínimos quadrados.

Tabela 2 – Correlações dos parâmetros químicos do solo com a resistividade elétrica.

Parâmetro	Equação proposta	Coefficiente de correlação (R ²)	Limite da equação
Cálcio (cmol _e /dm ³)	$y = 291,6x - 702$	0,841	$x \geq 2,35$ (cmol _e /dm ³)
Magnésio (cmol _e /dm ³)	$y = 146,7x - 47$	0,592	$x \geq 0,32$ (cmol _e /dm ³)
Valor S (cmol _e /dm ³)	$y = 71,9x - 200$	0,568	$x \geq 2,78$ (cmol _e /dm ³)
Acidez total (cmol _e /dm ³)	$y = 163,4x - 201$	0,586	$x \geq 1,23$ (cmol _e /dm ³)
C.T.C. (cmol _e /dm ³)	$y = 54,5x - 229,5$	0,626	$x \geq 4,21$ (cmol _e /dm ³)
Fósforo (mg/dm ³)	$y = 0,55x + 55,5$	0,591	–

De uma maneira geral, as correlações determinadas a partir dos resultados dos ensaios da margem do lago Paranoá, apresentaram um razoável ajuste da resistividade elétrica com os parâmetros químicos dos solos. Esta tendência mostrou-se mais evidente nas correlações da resistividade com as concentrações de cálcio, de magnésio, do valor S, de fósforo, da capacidade de troca catiônica e da acidez total, confirmando a utilização destes parâmetros como bons indicadores da contaminação do solo, nesta região. Com os demais parâmetros químicos do solo, as correlações com a resistividade elétrica apresentaram-se bastante dispersas, particularmente nos pontos referentes aos metros iniciais dos furos (zona não-saturada).

4.2.3 – Comparação dos resultados do cone resistivo com análises químicas do fluido

A coleta de líquidos intersticiais representa um dado experimental valioso, para potencializar a interpretação dos resultados medidos. Diversos autores (Brandl & Robertson, 1997; Watabe et al., 2002; Lunne et al., 1997; Pacheco, 2004) enfatizam a necessidade de se obter amostras dos fluidos intersticiais, e reportam a existência de diferentes equipamentos com essa finalidade. A principal vantagem deste procedimento está associada à obtenção da condutividade elétrica do fluido.

Nesta campanha de investigação, as amostras de fluido foram coletadas diretamente no lago Paranoá e na margem próxima à ETE Norte, da CAESB, a uma profundidade de 3 m por meio de uma sondagem vertical, associada a um amostrador do tipo BAT. As Figuras 13 a 15 apresentam uma comparação dos valores dos parâmetros obtidos nas análises químicas dos fluidos, com os valores máximos admitidos pela resolução n.º 20 do CONAMA, 1986 (Conselho Nacional do Meio Ambiente – Ministério do Meio Ambiente do Brasil).

Os valores dos parâmetros obtidos nas análises químicas das amostras de fluido coletadas em profundidade, e diretamente do lago Paranoá, encontram-se dentro dos valores definidos pela resolução n.º 20 do CONAMA, com exceção do valor de fósforo total, da amostra da sondagem vertical. Este valor mostrou-se significativamente superior ao limite máximo permitido pela resolução ambiental, atestando que o lençol freático, nesta região, pode ter sofrido uma alteração, devido à deposição do lodo biossólido da ETE Norte, da CAESB.

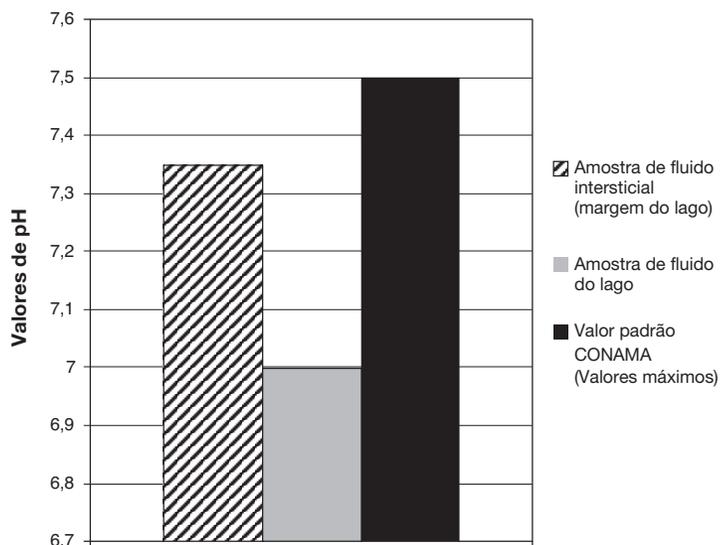


Fig. 13 – Valores de pH das amostras de fluidos.

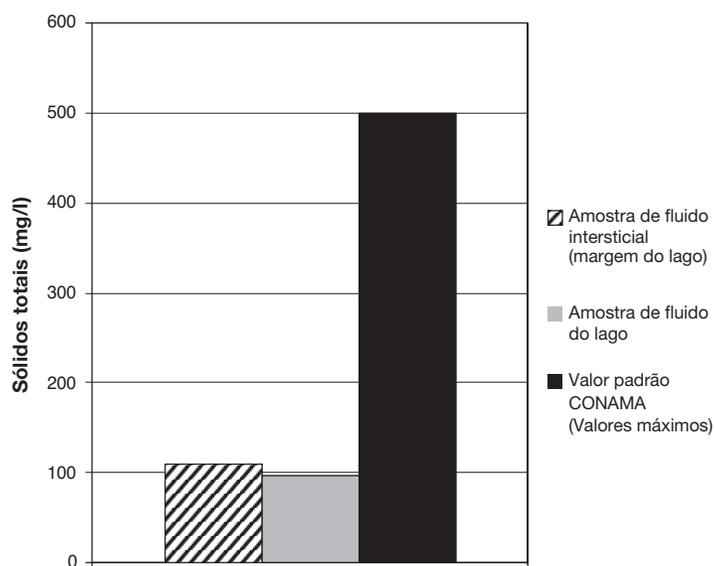


Fig. 14 – Concentração de sólidos totais das amostras de fluidos.

Na Figura 16, é apresentada uma comparação entre a condutividade elétrica da amostra de fluido coletada na sondagem vertical (profundidade de 3 m), a condutividade elétrica da amostra de fluido coletada diretamente na superfície do lago Paranoá (medida com um condutivímetro), a condutividade elétrica citada por Lunne et al. (1997), como valor característico para água doce, e a condutividade elétrica do solo medida por meio do cone resistivo na margem do lago à profundidade de 3 m.

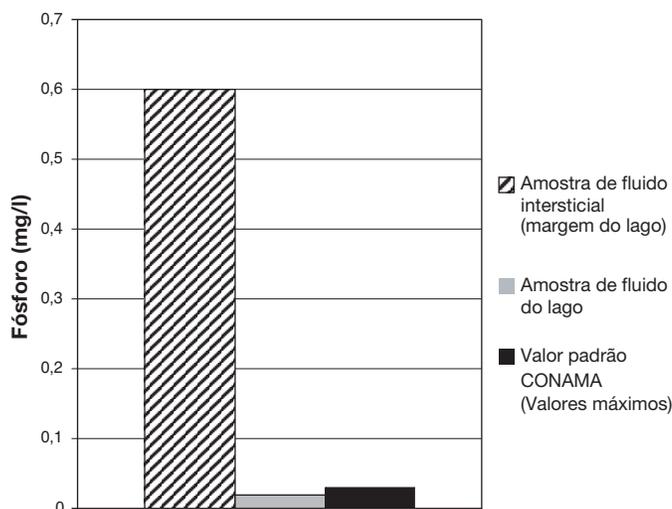


Fig. 15 – Concentração de fósforo total das amostras de fluidos.

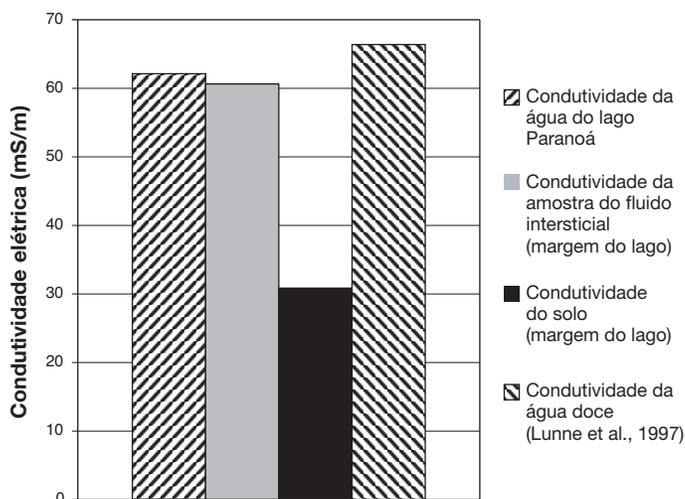


Fig. 16 – Condutividade elétrica das amostras de fluido e de solo.

Os valores da condutividade elétrica obtidos nos ensaios realizados nas amostras de fluido coletadas em profundidade e no lago Paranoá mostraram-se muito próximos do valor típico, proposto por Lunne et al. (1997) para a condutividade da água doce pura. Apesar do valor de fósforo total encontrado na amostra do fluido intersticial, ter sido considerado bastante elevado (Figura 15), e o solo da região apresentar indícios de contaminação, os resultados indicam que a pluma de contaminação chega até o curso de água do lago em níveis aceitáveis.

4.3 – Comparação dos Resultados do Cone Resistivo com a Perfilagem Eletroresistiva

Os dados de resistividade obtidos pela técnica de perfilagem foram devidamente processados, resultando em seis mapas de resistividade elétrica, correspondentes aos diferentes níveis de profun-

didade (linhas de resistividade conforme a Figura 3). As Figuras 17 a 19 apresentam os mapas de resistividade dos níveis 1, 3 e 5, correspondentes, respectivamente, às profundidades de 0,5 m, 1,5 m e 2,5 m.

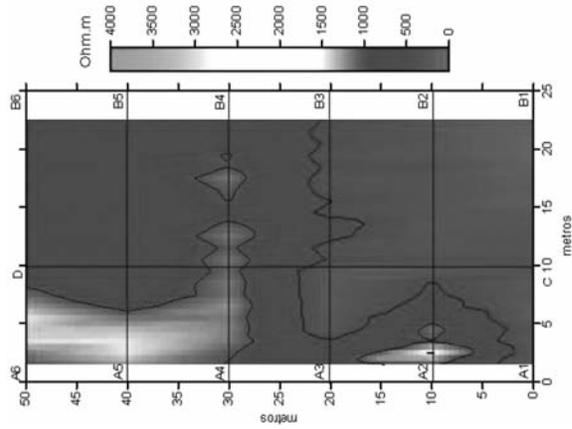


Fig. 17 – Mapa de resistividade, correspondente a 0,5 m de profundidade.

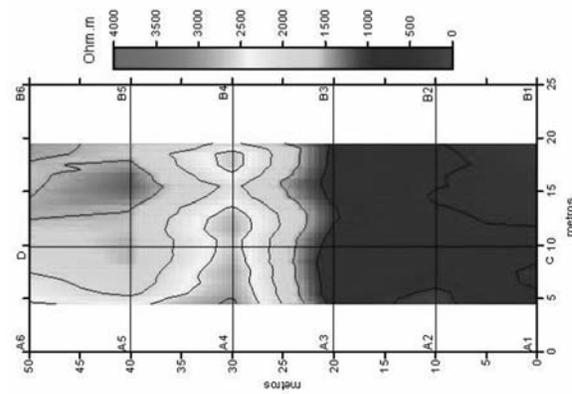


Fig. 18 – Mapa de resistividade, correspondente a 1,5 m de profundidade.

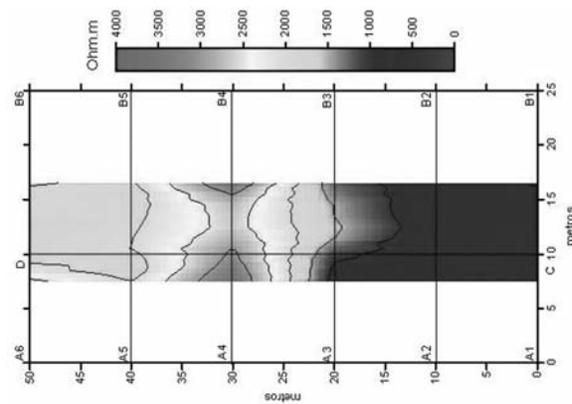


Fig. 19 – Mapa de resistividade, correspondente a 2,5 m de profundidade.

A análise dos mapas de resistividade dos níveis 1, 3 e 5 permite identificar baixos valores de resistividade elétrica (0 a 1.500 Ohm.m), na porção espacial compreendida entre as linhas A1-B1 e A3-B3 (vide Figura 3). Em contraste, na outra porção, compreendida entre as linhas A4-B4 e A6-B6, são registrados valores mais elevados de resistividade (1.500 a 4.000 Ohm.m), notadamente para as profundidades superiores a 1,5 m. A ocorrência das regiões menos resistentes, na área do depósito de lodo, constitui um importante indício da contaminação do solo pelo lodo biossólido, resultante da Estação de Tratamento de Esgotos Norte, da CAESB.

A Figura 20 apresenta os valores de resistividade elétrica do solo do depósito de lodo, em função da profundidade, medidos por meio das sondagens verticais de cone resistivo (CR1, CR2, CR3 e CR4), realizadas na área. Os dados da sondagem CR5 foram desprezados, por apresentarem relevantes incoerências nos seus resultados. Adicionalmente, deve-se destacar que as sondagens verticais de cone resistivo foram realizadas na região contida entre as linhas A3-B3 e A1-B1, como está ilustrado na Figura 3.

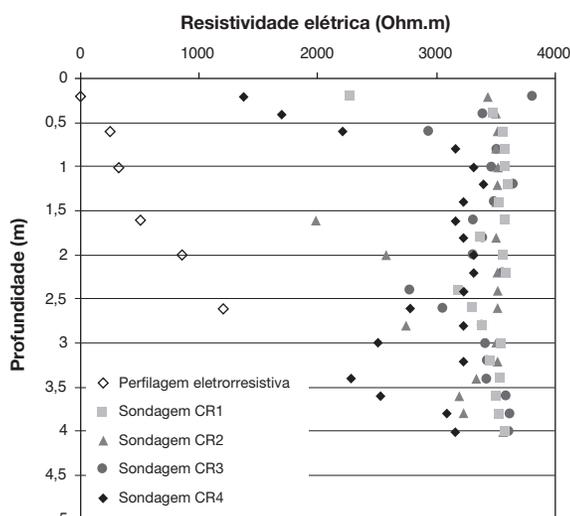


Fig. 20 – Perfis de resistividade elétrica, no depósito de lodo.

Os resultados da resistividade elétrica medidos na área do depósito de lodo, por meio do cone resistivo, mostraram-se muito superiores aos valores obtidos utilizando a perfilagem eletrorresistiva, em todas as profundidades.

Na Figura 21, são apresentados os valores da resistividade elétrica medidos por meio das sondagens verticais de cone resistivo (CR6, CR7 e CR8) e da perfilagem eletrorresistiva, realizadas na margem do lago, na área contida entre 0 e 12 m da seção resistiva. A análise dos perfis permite identificar que os valores de resistividade obtidos, utilizando os dois equipamentos, foram da mesma ordem de grandeza em todas as profundidades. Esta observação representa um indicativo de que as medidas do cone resistivo são mais representativas em regiões com teor de umidade mais elevado. No caso específico desta pesquisa, o valor de umidade utilizado como referência, foi de aproximadamente 30%.

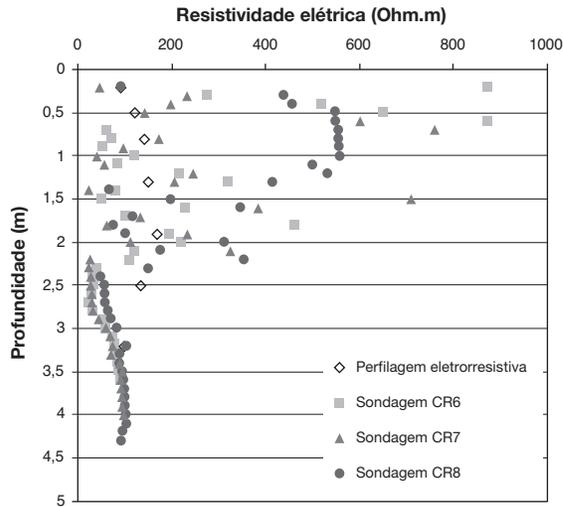


Fig. 21 – Perfis de resistividade elétrica, na margem do lago.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A interpretação dos resultados das sondagens verticais de cone resistivo deve ser realizada em conjunto com a amostragem do solo e do fluido, utilizando amostradores da tecnologia *direct push*. A adoção deste procedimento, particularmente na investigação geoambiental de áreas contaminadas, relaciona-se com a influência do teor de umidade e da composição química destes solos na magnitude dos valores da resistividade elétrica.

Dessa forma, a coleta de amostras de solo e fluido nas regiões passíveis de contaminação pelo lodo biossólido, representou, no presente trabalho, um elemento fundamental para a determinação da concentração de diferentes compostos químicos. A utilização de uma área de referência, não contaminada, com características geotécnicas e mineralógicas similares àquelas sujeitas à contaminação, permitiu uma avaliação das possíveis variações na composição dos solos, em virtude da presença do lodo biossólido. Adicionalmente, os resultados das análises químicas ampliaram a possibilidade de se correlacionar a resistividade elétrica com diferentes parâmetros químicos dos solos e dos fluidos.

De uma maneira geral, pode-se afirmar que os resultados dos ensaios com o cone resistivo, nas diferentes áreas de estudo, indicaram a significativa influência do teor de umidade do solo na magnitude da resistividade elétrica. Este comportamento mostrou-se mais evidente na dificuldade encontrada para avaliar os resultados das sondagens verticais de cone resistivo na região do depósito de lodo, onde o solo apresentava umidade muito baixa, abaixo dos 30 %.

Adicionalmente, a avaliação integrada dos resultados do cone resistivo com as análises químicas dos solos, indicou haver uma relação direta da resistividade elétrica com diferentes parâmetros químicos. Entre todos os parâmetros analisados, as correlações da resistividade com a concentração de cálcio, magnésio e fósforo, com o valor S, com a capacidade de troca catiônica, e com a acidez total do solo, foram as que apresentaram o melhor ajuste. Entretanto, as correlações com a saturação de bases, o pH na água e no KCl, a concentração de sódio e potássio e as concentrações de carbono orgânico e de matéria orgânica não se mostraram razoáveis (de uso prático).

Os resultados das análises químicas realizadas nas amostras de água coletadas do lençol freático e da superfície do lago indicaram que, apesar da alta concentração de contaminantes e dos elevados valores de condutividade elétrica no solo, o curso de água do lago não sofreu danos relevantes, ou seja, ainda não está contaminado. Além disso, os resultados das análises químicas do solo, no depósito de lodo, puderam comprovar a contaminação do solo e fluido locais. Assim, de posse de todos os resultados dos ensaios, pôde-se concluir que a deposição regular de lodo biossólido, proveniente da Estação de Tratamento de Esgotos Norte, da CAESB, na cidade de Brasília, realmente afetou a composição original do solo na região. Além disso, os valores obtidos permitiram atestar que o lençol freático na região estudada foi de fato comprometido, reforçando-se a importância da adoção de medidas mitigadoras na área para redução dos efeitos destes contaminantes no interior do solo.

O presente trabalho expõe, ainda que de forma preliminar, resultados de uma pesquisa de viés geoambiental, com esta versátil e promissora ferramenta de campo que é o cone resistivo. Os resultados obtidos evidenciaram a potencialidade que este ensaio pode ter em estudos para ambientes contaminados em que o solo e o fluido possam ser amostrados.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores do trabalho gostariam de agradecer à Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (CAESB), a Empresa WRJ Engenharia Ltda. e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio recebido durante a realização desta pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Archie, G.E. (1942). *The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics*. Transactions of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, v. 146, pp 54-62.
- Brandl, H. & Robertson, P.K. (1997). *Geoenvironmental site investigation, specification and characterization*. In Proceedings of the 2nd Congress on Environmental Geotechnics, v. 3, pp 1345-1374, Osaka, Japão.
- Campanella, R.G. & Weemee, I. (1990). *Development and use of an electrical resistivity cone for groundwater contamination studies*. Canadian Geotechnical Journal, n° 27, pp 557-567.
- Campanella, R.G., Davies, M.P., Boyd, T.J. & Everard, J.L. (1994). *In-Situ Testing Methods for Groundwater Contamination Studies*, Symposium on Developments in Geotechnical Engineering, From Harvard to New Delhi, pp 1936-1994, Balkema.
- Campanella, D.R.G.; Kristiansen, H.; Daniel, C.R. & Davies, M.P. (1998). *Site characterization of soils deposits using advances in piezocone technology*. In Proceedings of the 1st Conference on Geotechnical Site Characterization, pp 995-1000, Georgia, Estados Unidos.
- CONAMA (1986). Resolução n° 20, de 20/07/86. Conselho Nacional do Meio Ambiente, Ministério do Meio Ambiente, Governo Federal, Brasília, 76 p.
- Daniel, C.R. (1997). *An investigation of the factors affecting bulk soil electrical resistivity*. University of British Columbia, Vancouver, BC, Canadá, 62 p.
- Daniel, C.R.; Campanella, R.G.; Howie, J.A. & Giacheti, H.L. (2000). *Specific depth cone resistivity measurements to determine soil engineering properties*, Journal of Environmental and Engineering Geophysics, vol. 8, n° 1, pp 15-22.

- Lunne, T.; Robertson, P.K. & Powell, J.J.M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. 1ª ed., Blackie Academic & Professional, London, Reino Unido, 312 p.
- Nascimento, C.T.C. (1998). *Comparação de dados de levantamentos geofísicos e de campanhas de amostragem, em estudos de contaminação do subsolo*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Universidade de Brasília, 149 p.
- Oliveira, F.S. (2004). *Estudo experimental de uma área contaminada por lodo biosólido no DF via ensaios de cone eletro-resistivo*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 108 p.
- Pacheco, A.O. (2004). *Ensaaios com cone resistivo em solos saturados*. Dissertação de Mestrado, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, p. 168.
- Robertson, P.K.; Lunne, T. & Powell, J.J.M. (1998). *Geoenvironmental applications of penetration testing*. Robertson and Mayne (ed.), *Geotechnical Site Characterization*, pp 35-47, Balkema, Rotterdam, Países Baixos.
- Watabe, T., Tsuchida, T., Tanaka, M., Oda, Y. & Sakai, Y., (2002). *Geoenvironmental cone penetrometer with efficient groundwater sampling*. In *Proceedings of the 4th Conference on Environmental Geotechnics*, v. 1, pp 71-76, Rio de Janeiro.

EFETIVIDADE DO GPS NA AVALIAÇÃO DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS EM ÁREAS URBANAS

GPS effectiveness to geotechnical problems in urban areas

Sylvana Melo dos Santos*

Gerd Günter Seeber**

Verônica Maria Costa Romão***

Ivaldo Dário da Silva Pontes Filho****

Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral*****

RESUMO – Diversas análises geotécnicas, tais como recalque e análise de subsidência, demandam um monitoramento rigoroso e preciso das altitudes ou dos deslocamentos verticais. O sistema GPS é um método muito útil na determinação da posição de um ponto na superfície do solo e já vem sendo utilizado para determinação de coordenadas verticais em várias aplicações da engenharia civil em diversas localidades no mundo. O desempenho satisfatório dessa tecnologia para obter grande precisão nas coordenadas verticais exige alguns condicionantes, relacionados aos satélites, às transmissões dos sinais e, principalmente, no caso de áreas urbanizadas, à presença de obstáculos nas proximidades do equipamento que interferem na qualidade e na quantidade de informações coletadas. O presente artigo descreve formas adequadas de uso do GPS de modo a garantir boa precisão nas medidas das coordenadas verticais, mesmo em presença de obstáculos em áreas urbanas.

ABSTRACT – Several geotechnical studies such as foundation settlement and soil subsidence require a careful and precise monitoring of altitudes and vertical displacements. GPS is a powerful system for determining a point position on terrain, and it has already been used for civil engineering in several countries to precise height determination. A suitable performance of GPS measurement for obtaining height with good precision depends on a few issues related to satellites, signal transmission and, in urban areas case, obstacles around the antenna neighbourhood that interfere in quality and quantify of gathered information. This paper presents a discussion on high precision GPS measurements for small vertical displacements in urban areas, even with obstacles.

PALAVRAS CHAVE – GPS, posicionamento preciso, determinação de altitude, recalque, subsidência do solo, áreas urbanas.

* D.Sc., Professora – Centro Acadêmico do Agreste – Universidade Federal de Pernambuco.
E-mail: sylvana@ufpe.br

** D.Sc., Professor - Institut für Erdmessung - Universität Hannover. E-mail: seeber@ife.uni-hannover.de

*** D.Sc., Professora - Departamento de Engenharia Cartográfica – Universidade Federal de Pernambuco.
E-mail: vcosta@ufpe.br

**** D.Sc., Professor - Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco.
E-mail: ivaldo@ufpe.br

***** Ph.D., Professor - Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de Pernambuco.
E-mail: jcabral@ufpe.br

1 – INTRODUÇÃO

Análises geotécnicas, tais como a ocorrência de recalques e de subsidência, demandam um monitoramento rigoroso e preciso das altitudes ou dos deslocamentos verticais. As técnicas de nivelamento têm sido utilizadas tradicionalmente para o referido monitoramento, no entanto podem apresentar dificuldades de operação em áreas urbanas com uma densa concentração de edificações, onde a linha de visada fica interrompida por prédios, árvores, postes e até mesmo transeuntes e automóveis ou, em localidades sujeitas à subsidência generalizada, onde não se dispõe de um nível fixo nas proximidades que pode ser usado como referência.

O sistema de posicionamento com base em informações fornecidas por uma rede de satélites artificiais, denominado GPS (Global Positioning System) constitui uma alternativa viável para a obtenção precisa de coordenadas verticais. Nos últimos anos, devido à alta acurácia do sistema GPS e do grande desenvolvimento da tecnologia empregada na confecção dos equipamentos (receptores e antenas), uma grande gama de profissionais emergiu dos mais variados segmentos da comunidade (cartografia, navegação, posicionamento topográfico e geodésico, agricultura, etc.) como usuários do sistema GPS. Dentre as vantagens do emprego da tecnologia GPS sobre os métodos convencionais usados na Topografia, pode-se destacar a eficiência na coleta e automação dos dados e a dispensa da intervisibilidade entre os pontos que compõem os vértices da rede de levantamento. Por esse motivo, o sistema GPS vem se consolidando, cada vez mais, como uma ferramenta muito útil e eficiente na determinação de coordenadas precisas. Atualmente existem no mercado diferentes modelos de receptores GPS que podem ser agrupados, no mínimo, em três categorias: os equipamentos de navegação, que geralmente são mais simples, mais baratos e menos precisos, os equipamentos topográficos, com precisão intermediária, e os equipamentos geodésicos, que podem fornecer precisões excelentes com desvios padrão de apenas poucos milímetros, principalmente com o emprego do posicionamento relativo.

O método de posicionamento pode ser absoluto ou relativo. O primeiro, quando é realizada a determinação das coordenadas de pontos diretamente associadas ao referencial do sistema GPS e usando um receptor, e o segundo, quando é realizada a determinação das diferenças de coordenadas entre dois pontos utilizando dois receptores que estão observando simultaneamente os mesmos satélites (a posição de um dos pontos deve ser conhecida). De forma geral, no posicionamento relativo determinam-se as coordenadas de uma estação de coordenada não conhecida a partir dessa diferença. Em dois métodos muito utilizados, o RTK (cinemático em tempo real) e o DGPS (GPS diferencial) aplicam-se correções fornecidas por uma estação de referência. As observações coletadas no modo relativo permitem a realização de um processamento rigoroso e a obtenção mais precisa das coordenadas. A determinação e o transporte de coordenadas latitude e longitude (ou Norte e Este) com o GPS são mais acurados que a altitude (h) para o mesmo modo de obtenção. Isso ocorre, basicamente, devido a fatores geométricos inerentes à configuração dos satélites. Além disso, ao se querer não as altitudes (h) sobre o elipsóide, mas a altitude (H) com relação ao nível do mar, passa-se a integrar ao problema variáveis geofísicas, como o campo de gravidade da Terra. Daí, tradicionalmente, destina-se o GPS à obtenção das coordenadas de planimétricas (latitude e longitude) e altitudes (h) diferenças de altitude ortométrica (H), para pequenas regiões.

Alguns pesquisadores brasileiros têm se dedicado ao estudo do monitoramento dos deslocamentos verticais milimétricos com GPS, como é o caso de Chaves (2001) que realizou experimentos com GPS para investigar a sua aplicabilidade na monitoração de deformações em estruturas. Com o objetivo de contribuir para a melhoria da precisão das coordenadas GPS, outros estudos foram apresentados por Marini e Monico (2003), Barbosa e Pacileo Netto (2003), entre outros. Além disso, pesquisas têm sido conduzidas, também, utilizando a combinação do GPS com outros equipamentos para o monitoramento do deslocamento vertical da superfície do solo, como foi apresentado por Larocca e

Schaal (2005) que realizou um estudo combinando interferometria e observações estáticas com GPS em linhas de base curtas, onde determinaram deslocamentos da ordem de milímetros, e por Sneed et al. (2003) que também apresentou um estudo combinando métodos interferométricos e GPS para caracterizar as variações verticais na superfície do solo. Com este mesmo propósito, além da interferometria, existem pesquisas exitosas a partir da combinação do GPS com extensômetros, como foi apresentado por Abidin et al. (2001), com o tradicional nivelamento, Bitelli et al. (2000), entre outros.

No que se refere à Engenharia Civil, o sistema GPS tem trazido consideráveis benefícios a algumas atividades, como monitoramento e controle periódico da posição de pontos de controle na superfície da Terra. A aplicação em problemas geotécnicos, entretanto, exige a avaliação da representatividade de tais pontos sobre a área de interesse. As obras de engenharia de uma forma geral e a superfície do solo são exemplos de objetos passíveis de investigação sobre a ocorrência de deslocamento e que compõem os pontos mais utilizados para a investigação com o emprego do GPS. O desempenho do sistema GPS nessas e em outras atividades é limitado, entretanto pela existência de visibilidade dos satélites, ou seja, não devem existir obstáculos (edificações, vegetação, etc.) que impeçam a recepção do sinal pelo equipamento.

Um outro aspecto, muito importante, que deve ser considerado quando se utiliza o GPS para determinação de altitudes é a estação de referência. Mesmo com o emprego do posicionamento relativo, que permite a realização de um processamento rigoroso e a obtenção mais precisa das coordenadas, deve-se ter o cuidado com o ponto fixo adotado, para que o mesmo tenha coordenadas geocêntricas precisas. A determinação da coordenada vertical do ponto fixo pode ser feita utilizando-se tecnologias, como nivelamentos geométrico e trigonométrico e gravimetria, sendo que nestes casos, as altitudes têm como referência a superfície do geóide e são medidas na direção da gravidade (chamada vertical).

Quando se queira vincular as informações altimétricas, obtidas por GPS, de cunho geométrico com a realidade física das posições dos pontos, altitudes ortométricas (sobre o geóide), deve-se fazer a amarração entre elas, determinando a chamada ondulação geoidal (N), através de ocupação de referências de nível (RN) com o GPS. Nesse pontos obtém-se $N = h - H$, e pode-se construir o mapa das ondulações, que nessa região pode ser subtraída da altitude geométrica de um ponto para fornecer a altitude ortométrica, necessária à maioria das obras de engenharia e à cartografia. Quando são consideradas apenas as diferenças de altitudes elipsoidais obtidas por GPS entre os diversos pontos, as correspondentes informações de ondulação geoidal são negligenciadas, é o caso da utilização do GPS para fins de monitoramento vertical de pontos de controle.

2 – GPS APLICADO A PROBLEMAS GEOTÉCNICOS

Gradativamente, a tecnologia GPS vem substituindo as operações geodésicas tradicionais nas diversas aplicações da engenharia que necessitam da determinação da altitude de um determinado ponto na superfície da Terra. Dentre os problemas de rebaixamento de solo que ocorrem em áreas altamente urbanizadas pode-se relacionar: recalques em edificações, recalques em pavimentos e subsidência do solo, em particular, devido à extração de água subterrânea. Em áreas urbanizadas a ocorrência de subsidência do solo está fortemente relacionada com a extração demasiada da água subterrânea. Considerando os prejuízos com a ocorrência de qualquer dos fenômenos que resultem no rebaixamento do solo é evidente a necessidade de se investigar métodos de monitoramento da superfície do terreno que podem ser utilizadas em áreas urbanizadas. Vários centros urbanos contabilizam prejuízos devido à ocorrência de tais fenômenos e existem registros de casos na literatura científica, em toda parte do mundo. No que se refere à exploração sem controle dos recursos hídricos subterrâneos que pode resultar na

subsidência do solo, alguns estudos já vêm sendo realizados durante décadas, e a tecnologia GPS já vem sendo utilizada em muitas localidades no mundo para fins desse monitoramento.

De acordo com Sneed et al. (2002), a subsidência do solo foi reconhecida como um problema potencial no Vale Coachella, Califórnia, desde o início dos anos 20 devido ao bombeamento excessivo de água, que resultou num rebaixamento do nível da água subterrânea de mais de 15 metros até o final dos anos 40 e na compactação do sistema aquífero. A localização, extensão e magnitude das variações verticais da superfície do solo no Vale Coachella, entre os anos de 1998 e 2000, foram determinadas com o emprego do GPS e Interferometria por Radar de Abertura Sintética (InSAR, Synthetic Aperture Radar Interferometry). O InSAR é uma técnica de metrologia que concilia o estudo e medição da interferência de ondas com o imageamento por radar, que pode ser empregada para determinar a orientação e escala da Terra utilizando sinais de rádio de astros distantes, técnica chamada VLBI (Very Long Baseline Interferometry), que permite a definição, implantação e manutenção de sistemas de referência geodésicos modernos. Os resultados obtidos com o emprego do InSAR foram comparados aos obtidos com GPS e, segundo os autores, ambos se ajustaram razoavelmente bem. As medições com GPS realizadas em 15 monumentos geodésicos indicaram uma movimentação vertical da superfície do solo da ordem de -34 mm a +60 mm durante o período de dois anos. Verificou-se uma flutuação sazonal, mas, segundo os autores, razoavelmente estável, que indica uma relação entre os níveis da água dentro de uma faixa elástica de tensão que não ultrapassou a tensão de pré-consolidação do sistema aquífero, neste período de dois anos. Por outro lado, todas as áreas que rebaixaram coincidem com as (ou são próximas das) áreas onde o nível da água rebaixou.

Sneed et al. (2003) relataram o ocorrido no Deserto Mojave, na Califórnia, onde a água subterrânea constitui a fonte primária de abastecimento de água para uso doméstico, para a agricultura e para os habitantes do município no deserto desde o começo dos anos 90. De acordo com os autores, o bombeamento do reservatório subterrâneo foi responsável por um rebaixamento no nível da água subterrânea de mais de 30 metros entre os anos 50 e 90. Para o monitoramento da superfície do solo foi realizado um levantamento com GPS utilizando-se uma rede geodésica para determinar a localização, extensão e a magnitude dos deslocamentos verticais na localidade. Segundo os autores, os levantamentos realizados em 1998 indicaram que ocorreu uma subsidência de cerca de 600 mm entre 1969 e 1998 em três monumentos enquanto que em outros sete monumentos ocorreu um pequeno ou nenhum deslocamento. Entre os anos de 1970 e 1998, o nível da água na área em que ocorreu a subsidência desceu 15 metros. Também foram utilizados métodos interferométricos para caracterizar as variações verticais na superfície do solo da área das bacias do Rio Monjave e Morongo. Os resultados da aplicação desses métodos indicaram que ocorreu uma subsidência de 45 a 90 mm em quatro áreas destas duas bacias (Sneed et al., 2003).

Abidin et al. (2001) relataram a ocorrência de subsidência em Jakarta na Indonésia, onde além do uso de extensômetros para a medição da subsidência e do acompanhamento do nível da água subterrânea, têm sido implantados na região sistemas de monitoramento geodésicos, como o tradicional nivelamento e o GPS. Utilizando resultados de nivelamentos realizados em 1982, 1991 e 1997, e de campanhas com GPS conduzidas em 1997 e 1999, foram detectadas subsidências acima de 80 cm durante o período de 1982 a 1991, e acima de 160 cm entre 1991 e 1997. Os resultados das campanhas com GPS, por sua vez, apontaram uma subsidência superior a 20 cm, de 1997 a 1999. Segundo os autores, a comparação com os dados hidrológicos mostrou que a subsidência do solo está fortemente relacionada com a excessiva extração da água subterrânea.

Ao relatar o estudo realizado no Condado de Yunlin, em Taiwan, Chang (2000) ressaltou a eficiência do emprego do GPS no monitoramento da subsidência, uma vez que, além de rápida, essa técnica não é cara e permite a obtenção de resultados com precisão suficiente para o caso. Com o

objetivo de determinar o conjunto de dados da primeira época de medições e investigar a praticabilidade do monitoramento da subsidência local com GPS foi instalada uma rede de monitoramento com 52 estações GPS. O autor ressaltou a importância do conhecimento preciso da altura geoidal quando se utiliza a técnica de nivelamento combinada com GPS, uma vez que esse parâmetro constitui o datum entre os dois sistemas, influenciando na confiabilidade da subsidência obtida com essa integração. Por outro lado, as variações na altura geométrica entre dois conjuntos de soluções podem ser tratadas como subsidência do solo sem requerer qualquer informação sobre altitude geoidal. A combinação dessas duas técnicas, entretanto, é particularmente interessante em localidades que já vêm utilizando o nivelamento por um longo tempo para o monitoramento da superfície do solo e pretende-se realizar um primeiro conjunto de medições de altitude com GPS. Os resultados GPS foram obtidos de uma campanha realizada em 4 dias com sessões de observação de 2 horas e mostraram basicamente que ocorreu uma subsidência significativa (que indica uma velocidade superior a 10 cm/ano) na área monitorada, sendo necessário um período maior de observação GPS para identificar claramente esse fato, ficando claro que séries de tempo maiores de monitoramento, usando levantamentos repetidos com GPS são muito úteis.

Na cidade de Ojiya, no Japão, as subsidências do solo foram medidas com o emprego do sistema de posicionamento global – GPS, entre 1 de abril de 1996 e 31 de dezembro de 1998 (Sato et al., 2003). Três linhas de base foram selecionadas nas redondezas da cidade e foram medidas as diferenças de altitude, com referência ao elipsóide WGS-84, para cada linha de base. No que se refere à precisão, as medições apresentaram um desvio padrão de 9,5 mm. Além disso, foram observados os níveis d'água em um poço próximo à estação GPS. O valor da subsidência detectado com as observações foi de 7 cm num período de 3 anos. Os resultados indicaram que o GPS é uma boa ferramenta para o monitoramento contínuo da subsidência para longos períodos.

Bitelli et al. (2000) apresentaram resultados de campanhas de nivelamento conduzidas por várias autoridades no Vale de Pó, que compreende as cidades de Veneza, Bologna e Ravena, para acompanhamento da evolução do processo. Além do nivelamento, foram realizadas campanhas com técnica GPS ao longo da linha da costa, que resultou na problemática que envolve a homogeneidade dos dados de diferentes origens, diferentes períodos e com campanhas realizadas utilizando diferentes benchmarks de referência. Para solucionar esse problema os autores propuseram uma rede de nivelamento cobrindo a área do vale, que deve funcionar como uma estrutura para referência espacial e temporal de todas as medições realizadas anteriormente e das atuais. Alguns valores do rebaixamento do solo, detectados com o emprego do GPS, bem como o tempo de monitoramento empregado, estão apresentados na Tabela 1; dela se pode concluir que para realizar o monitoramento de fenômenos dessa natureza, deve-se obter medidas com precisão de alguns poucos centímetros.

Tabela 1 – Alguns casos de subsidência investigados com o emprego do GPS.

Localidade	Tempo de Monitoramento	Subsidência	Fonte da informação
Vale Coachella, Califórnia	2 anos	0,06 m	Sneed et al. (2002)
Deserto Mojave, Califórnia	–	0,05 a 0,09 m	Sneed et al. (2003)
Jakarta, Indonésia	–	0,20 m	Abidin et al. (2001)
Condado de Yulin, Taiwan	–	0,10m/ano	Chang (2000)
Ojiya, Japão	3 anos	0,07 m	Sato et al. (2003)
Veneza, Itália	17 anos	0,10 m	Bitelli et al. (2000)

3 – PRECISÃO DAS COORDENADAS OBTIDAS COM GPS EM ÁREAS URBANAS

Há vários métodos que podem ser empregados na determinação de coordenadas (latitude, longitude, altitude) com o GPS, dentre os quais se destaca o método relativo estático que consiste basicamente no posicionamento de um receptor GPS em um ponto de coordenadas conhecidas e de pelo menos mais um outro receptor no ponto onde se deseja determinar suas coordenadas, tal que todos os receptores envolvidos na operação rastreiem simultaneamente os satélites do sistema GPS num determinado intervalo de tempo pré-definido. Com essas observações são calculadas as coordenadas tridimensionais dos pontos de investigação.

Dentre as coordenadas determinadas a partir do sistema GPS, a altitude destaca-se pelas restrições feitas na sua determinação. As altitudes determinadas com essa técnica também são conhecidas como altitudes geométricas, referindo-se ao elipsóide de revolução determinado como superfície de representação matemática da Terra, o WGS 84 (World Geodetic System 1984). As fontes de erro que mais interferem na determinação da altitude, exercendo um efeito condicionante sobre a sua precisão são as efemérides transmitidas pelos satélites, a ionosfera, a troposfera, os multicaminhos de sinais e o deslocamento do centro de fase da antena (Seeber, 2003).

O posicionamento relativo permite a minimização, ou eliminação, dos efeitos de alguns erros sistemáticos que incidem de forma semelhante em ambas as estações. A contabilidade dos erros associados à determinação da altitude conforme o método de posicionamento adotado, absoluto ou relativo, foi discutida por Menge (2003) e está apresentada na Tabela 2. Erros resultantes de multicaminhos e deslocamento do centro de fase da antena não obedecem a um comportamento padrão, dependendo das condições em que são instalados os equipamentos em campo, nesse contexto, Menge (2003) indicou que os mesmos podem variar, inclusive, de ordem de grandeza, mesmo em posicionamentos relativos (Tabela 2).

Além da adoção do método de posicionamento relativo, algumas circunstâncias operacionais são decisivas no posicionamento com GPS visando a minimização (ou mesmo eliminação) desses erros, tais como: comprimento da linha de base, duração da observação, disponibilidade de dupla frequência, número de estações envolvidas, quantidade de satélites rastreados e geometria da localização dos satélites.

Tabela 2 – Contabilidade dos erros associados à determinação da altitude (Menge, 2003).

Fonte de Erro	Posicionamento	
	absoluto	relativo
Erros dependentes da distância		
Órbita (transmitida)	5-50m	0,5-2ppm
Ionosfera	0,5-100m	0,1-50ppm
Troposfera	0,01-0,4	0,1-2ppm
Erros dependentes da estação		
Multicaminhos (receptor)	mm-cm*	mm-cm*
Deslocamentos do centro de fase da antena	mm-cm*	mm-cm*
Ruído nas medições	≤ 3mm	≤ 4mm

*Erros que não obedecem a um comportamento padrão, podendo variar de ordem de grandeza.

De forma geral, um fator que afeta a precisão das coordenadas obtidas com GPS é a geometria formada pela distribuição dos satélites no céu e a posição da antena do receptor no ponto, sendo

que quanto melhor a distribuição, melhor será a geometria identificada por uma quantidade denominada PDOP (*Positional Dilution of Precision*). Os menores PDOP indicarão uma melhor geometria e, portanto, uma melhor precisão na determinação da posição. A geometria dos satélites ganha mais importância quando se usa o receptor GPS próximo a edifícios, em áreas montanhosas ou vales, pois com o bloqueio de algum satélite, a geometria piora, elevando-se o valor do PDOP. A cobertura de satélites hoje é tão favorável que o valor do PDOP muito raramente está acima de 5 (cinco) e mesmo assim por períodos muito curtos. Em situações livres de obstrução à recepção dos sinais, não é tão necessário o planejamento das observações segundo o PDOP.

4 – OBSTÁCULOS QUE DIFICULTAM A CAPTAÇÃO DOS SINAIS GPS

Em áreas urbanas a presença de edificações, árvores, postes, entre outros, pode ser responsável por situações geométricas desfavoráveis principalmente quando são utilizados períodos curtos de tempo para a coleta de observações GPS; portanto na análise de resultados críticos devem ser verificados os valores dos PDOP. Num estudo sobre o desempenho da técnica GPS como instrumento de detecção de pequenos deslocamentos verticais, como os experimentados na ocorrência da subsidência inicial do solo, Santos (2005) realizou um experimento para simulação de tais deslocamentos. As observações coletadas foram então utilizadas com vistas a analisar a influência da presença de edifícios (situação bastante comum nos centros urbanos) em locais próximos aos pontos de observação, para isso foram realizados processamentos simulando a existência de alguns obstáculos.

O experimento, realizado no teto de medições da Universidade de Hannover na Alemanha, entre 10 e 21 de setembro de 2004, consistiu no levantamento estático com coleta de dados contínua de duas antenas GPS, com uma sessão mínima de 48 horas. As antenas foram apoiadas sobre dois pilares estáveis separados por uma distância de aproximadamente 8m, em situação favorável devido à localização das antenas, sobre o prédio, com pouco ou nenhum obstáculo para recebimento do sinal do satélite. Neste evento, obteve-se uma grande quantidade de dados. Os receptores utilizados no teto de medições foram ASHTECH – modelo Z-XII, que possui duas frequências. Foram coletadas simultaneamente observações de sete estações de referência da rede de rastreamento GPS permanente da Alemanha. A Tabela 3 apresenta o distanciamento aproximado entre as estações de referência observadas, que estão localizadas ao redor da cidade de Hannover, e as antenas sobre o teto de medições; já a Figura 1 apresenta a localização das referidas estações dentro da região da Nieder Sachsen, no norte da Alemanha.

Tabela 3 – Distância aproximada das estações de referência ao teto de medições.

Estação	Localização	Distância
0640	Hannover	6km
0652	Alfed	44km
0657	Hameln	39km
0663	Hildesheim	29km
0665	Schwarmstedt.	33km
0666	Nienberg	44km
0676	Celle	36km



Fig. 1 – Mapa da Niedersachsen, Alemanha, com a localização das estações utilizadas no experimento.

4.1 – Simulação da obstrução do sinal devido aos prédios urbanos

A simulação das obstruções compreendeu as seguintes etapas:

- Coleta dos almanques (efemérides precisas): contendo as informações referentes às posições dos satélites no período de coleta das observações, do site da *U.S. Coast Guard Navigation Center* (<http://www.navcen.uscg.gov>).
- Construção dos diagramas de visibilidade dos satélites e os valores de PDOP: a partir dos dados coletados dos almanques para um período de 24 horas.
- Escolha e “materialização” das obstruções: o cenário simulado compreendeu um ponto de observação localizado na calçada de uma rua e ladeado por quatro prédios, sendo dois deles de 16 pavimentos (15 andares e garagem, com aproximadamente 48 metros de altura) e os outros dois de 11 pavimentos (10 andares e garagem, com cerca de 33 metros de altura) – Figura 2.

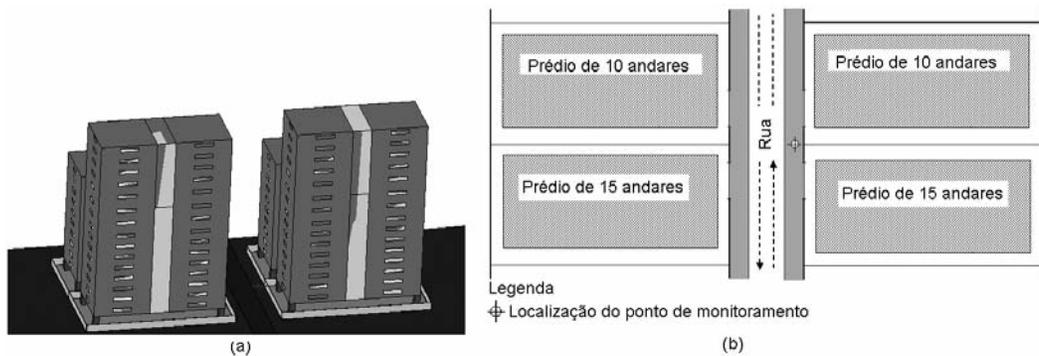


Fig. 2 – Esquemas gráficos para entendimento do cenário simulado: (a) perspectiva; e (b) planta.

- d) Implantação dos obstáculos e simulação das obstruções: nesta etapa foi realizado o processamento das observações do experimento, desativando os satélites que se mostraram obstruídos com a implantação dos obstáculos, no período do dia analisado. O processamento das observações, na presença de obstruções, foi realizada com o programa GEONAP (Wübbena, 1989), buscando a resolução das ambigüidades. Foram consideradas no processamento as três estações de referência Schwarmstedt (0665), Celle (0676) e Hannover (0640), que distam, respectivamente, 33 km, 36 km e 6 km, do teto de medições. Todo o processamento foi realizado com uma máscara de 15° sobre o horizonte, isto é, não considerando os satélites que estão abaixo desse limiar.
- e) Definição de uma solução padrão para verificação da acurácia das coordenadas obtidas. Os resultados de referência que compõem as coordenadas da solução padrão - coordenadas, variâncias e covariâncias - foram obtidos do processamento de todas as observações do experimento e utilizando o tempo total observado com as sete estações de referência. A duração de uma sessão foi de pelo menos 48 horas, o que garantiu a obtenção de coordenadas de referência com valores de desvio padrão máximos menores que 5 mm.

4.2 – Considerações sobre a precisão das coordenadas com a existência de obstáculos

Após a implantação dos obstáculos na geometria do experimento, foi realizada a simulação das obstruções, que consistiu da realização do processamento considerando a desativação dos satélites que se mostraram obstruídos no período analisado.

Foi considerado inicialmente um período de 2 horas de observação. A comparação dos resultados obtidos nas duas situações, com e sem as referidas obstruções, Figura 3, mostra que o desvio padrão na altitude da antena, para um mesmo período de 2 horas, foi quase 1 cm maior com a presença dos obstáculos. Verificou-se, portanto, que a presença dos obstáculos simulados pode influenciar na precisão dos resultados, principalmente no que se refere à altitude.

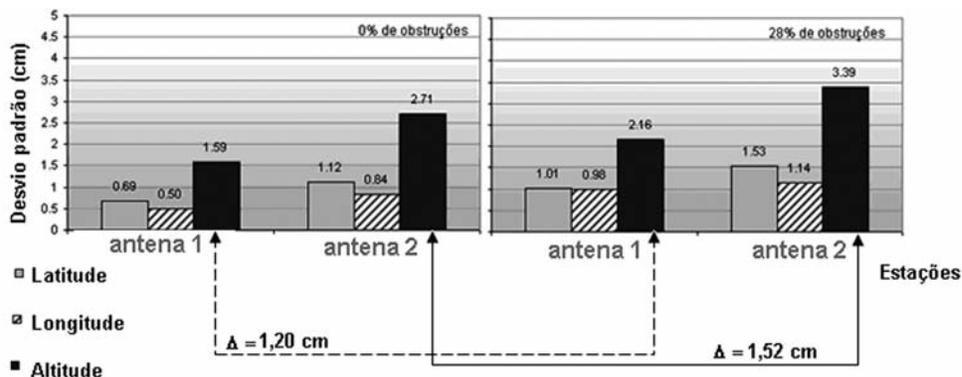


Fig. 3 – Desvio padrão das coordenadas das antenas (duas horas de observação e três estações de referência) com e sem obstruções.

A ocorrência de obstruções que impedem a recepção dos sinais GPS integralmente também são fatores condicionantes da acurácia das coordenadas, tal que a discrepância com relação à solução padrão é maior com a presença dos obstáculos (além de poder provocar multicaminhos). A diferença entre as coordenadas verticais do posicionamento e a solução padrão, com e sem a presença dos obstáculos, foram da ordem de 1 cm para as antenas localizadas sobre o teto de medições. Di-

ferentes resultados podem ser obtidos conforme o período do dia em que são realizadas as observações. Daí a importância em se considerar a existência dos obstáculos no planejamento em todos os períodos, pois a deteriorização dos resultados obtidos sem considerar as obstruções, quando elas existem, pode se refletir em resultados com baixas precisões.

Portanto, é possível utilizar o PDOP como um dos critérios a serem atendidos para obtenção de coordenadas verticais com precisão de, pelo menos, algumas unidades de centímetros, em áreas sujeitas à existência de obstruções. Valores de PDOP abaixo de 4 (quatro) correspondem a medições de posicionamento consideradas acuradas. Neste caso, foram desprezados os valores de PDOP maiores que 4 (quatro) e foram considerados apenas os dados obtidos da observação de, pelo menos, 4 (quatro) satélites. A exclusão dos dados obtidos no período considerado desfavorável não resultou na obtenção de resultados mais precisos uma vez que os valores de desvio padrão permaneceram na mesma ordem de grandeza. Os resultados obtidos nesse período estão mais próximos da solução padrão, com uma discrepância da ordem de 1 cm, enquanto que com a utilização de todas as observações do período resultou numa discrepância máxima de cerca de 2 cm. Com um aumento no período de observação verificou-se ainda que os resultados são mais próximos da solução padrão. Portanto a retirada de períodos de PDOP aparentemente desfavoráveis e com número de satélites abaixo de 4, não representou ganho de precisão (Figura 4) e nem de acurácia (Figura 5).

Inesperadamente, os desvios padrão foram menores quando foram utilizadas todas as observações coletadas no período e considerando a existência das obstruções. Para o experimento realizado, o período de 6 horas foi suficiente para obtenção de altitudes com desvio padrão máximo inferior a 2 cm e discrepância com relação às coordenadas de referência da ordem de 1 cm, a partir do processamento de todas as observações coletadas no período. A partir da simulação de obstruções, verifica-se que a utilização desse critério geométrico pode ser útil na determinação de coordenadas verticais quando não se disponha de um período de observação muito grande.

Além disso, subtraindo-se os períodos com PDOP alto e número de satélites inadequados do período de observação total (tempo bruto), o período restante utilizado no processamento (tempo líquido) pode ser drasticamente reduzido e, conseqüentemente, pode não atender outras características fundamentais ao posicionamento vertical preciso. Já é sabido que, algumas vezes, longos períodos de observação são úteis para a redução dos efeitos de multicaminhos e esta condição deve ser considerada sempre que a proximidade de superfícies refletoras for inevitável, como em áreas urbanas, mas é importante observar que esses longos períodos correspondem ao tempo de observação líquido.

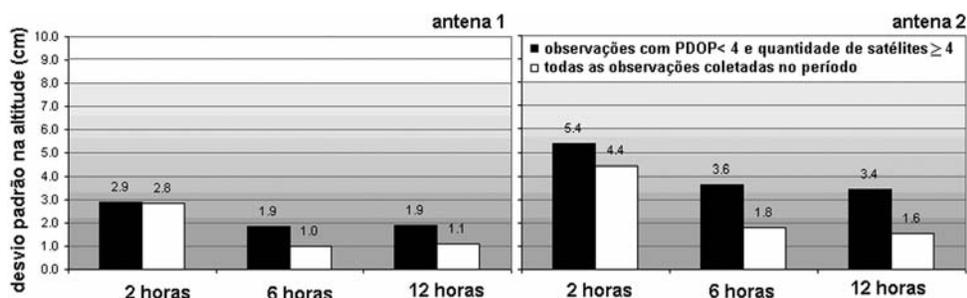


Fig. 4 – Desvios padrão da altitude obtidos utilizando-se 3 estações de referência, considerando: todas as observações coletadas no período; e apenas as observações que atendem ao critério de PDOP e quantidade de satélites.

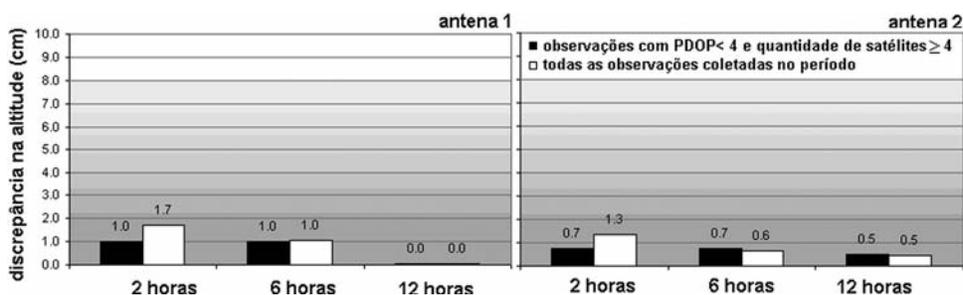


Fig. 5 – Discrepâncias na altitude com relação à solução padrão utilizando-se 3 estações de referência, considerando: todas as observações coletadas no período; apenas as observações que atendem ao critério de PDOP e quantidade de satélites.

Assim sendo, mesmo considerando-se a presença de obstáculos na área de investigação, verifica-se que é possível a obtenção de coordenadas verticais com discrepâncias da ordem de milímetros. Para cada situação, de localidade e disponibilidade de tempo, pode-se definir a duração do rastreamento necessária para obtenção da precisão requerida. Na impossibilidade de desenvolver o trabalho com um horizonte em torno da antena desobstruído acima de 15°, reforça-se a recomendação da avaliação da influência da obstrução na trajetória dos satélites.

5 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O receptor GPS geodésico pode ser utilizado para medição de recalques de solos, pavimentos e edificações em áreas urbanas com boa precisão. Com base nos resultados obtidos recomenda-se a utilização do GPS para o monitoramento do nível do solo em outros problemas geotécnicos semelhantes.

Para o estudo de deslocamentos verticais o sistema GPS pode ser utilizado associado com outros métodos, aumentando a rapidez das medições e reduzindo o custo.

Na ausência de níveis fixos nas proximidades dos pontos objeto a serem medidos pode-se utilizar o sistema GPS na obtenção de coordenadas verticais com desvio padrão inferior a 2 cm.

Com relação à presença de obstáculos, a consideração das obstruções para definição do melhor horário para realização das observações é muito importante e, mesmo resultando em períodos com PDOP desfavorável, para obtenção de coordenadas que podem ser consideradas acuradas, é preferível utilizar todas as observações coletadas no período para realização do ajustamento.

Recomenda-se, principalmente em áreas urbanas, a realização de um planejamento das observações e, sempre que possível, realizar um estudo prévio do local onde serão feitas às medições. É importante também a implantação dos obstáculos existentes (construções e árvores) sobre o *sky plot* ainda na fase de planejamento. Com o resultado dessa investigação, analisando-se a combinação PDOP e quantidade de satélites disponíveis, pode-se afirmar qual o período do dia é o mais indicado para a coleta dos dados.

Para obtenção de coordenadas verticais com alta precisão, em áreas urbanas, além da consideração dos obstáculos presentes no local do levantamento, é necessária a realização do levantamento por longos períodos, sem excluir as observações coletadas em períodos com PDOP desfavoráveis e com número de satélites baixo.

6 – AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece ao convênio CAPES/DAAD e ao CNPq/CT-Hidro pelas bolsas concedidas que permitiram a realização das atividades na Alemanha e no Brasil e ao *Institut für Erdmessung* da Universidade de Hannover onde foi realizado o experimento dessa pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abidin, H.Z., Djaja, R., Darmawan, D., Hadi, S., Akbar, A., Rajiyowiryono, H., Sudibyoy, Y., Meilano, I., Kasuma, M. A., Kahar, J., Subarya, C. (2001), *Land Subsidence of Jakarta (Indonesia) and its Geodetic Monitoring System*, Natural Hazards 23, pp. 365-387.
- Barbosa, L. G., Pacileo Netto, N. (2003), *Integração de Rede Local de Nivelamento à Rede Altimétrica Fundamental Utilizando o Sistema de Posicionamento Global (GPS) – Estudo de Caso*, Anais do XXI Congresso Brasileiro de Cartografia, Belo Horizonte, Minas Gerais, disponível em: http://www.cartografia.org.br/xxi_cbc/128-G21.pdf (acessado em 04/09/2006).
- Bitelli, G., Bonsignore, F., Unguendoli, M. (2000), *Levelling and GPS networks to monitor ground subsidence in the Southern Po Valley*, Journal of Geodynamics, 30: 355-369.
- Chang, C. (2000), *Estimation of Local Subsidence Using GPS and Levelling Combined Data*, Surveying and Land Information Systems, Vol. 60, N. 2, p. 85-94.
- Chaves, J. C. (2001), *Uso da Tecnologia GPS na Monitoração de Deformação: Sistemas, Etapas e Experimentos*, Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo.
- Larocca, A. P. C., Schaal, R. E. (2005), *Milimeters in Motion – Dynamic Response Precisely Measured*, GPS World, Janeiro, disponível em: <http://sc.gpsworld.com/gpssc/article/articleDetail.jsp?id=308341> (acessado em 04/09/2006).
- Marini, M. C, Monico, J. F. G. (2003), *Aspectos da Otimização e Processamento de Redes GPS*. Pesquisas em Geociências, Nº 30, Vol. 2, p. 51-60.
- Menge, F. (2003), *Zur Kalibrierung der Phasenzentrums variationen von GPS-Antennen für die hochpräzise Positionsbestimmung*, Tese de doutorado Nº. 247, Universität Hannover, Alemanha.
- Santos, S. M. (2005), *Investigações Metodológicas sobre o Monitoramento da Subsidência do Solo devido à Extração de Água Subterrânea – Caso da Região Metropolitana de Recife*, Tese de doutorado, Universidade Federal de Pernambuco.
- Sato, H. P., Abe, K, Ooraki, O. (2003), *GPS-Measured Land Subsidence in Ojiya City, Niigata Prefecture, Japan*, Enginering Geology: 67, p. 379-390.
- Seeber, G. (2003), *Satellite Geodesy. Foundations, Methods, and Applications*. De Gruyter, Berlin.
- Sneed, M., Stork, S.V., Ikehara, M. E. (2002), *Detection and Measurement of Land Subsidence Using Global Positioning System and Interferometric Synthetic Aperture Radar, Coachella Valley, California, 1998-2000*, U.S.Geological Survey Water Resources Investigations Report 02-4239, 29p.
- Sneed, M., Ikehara, M. E., Stork, S. V., Amelung, F., Galloway, D.L. (2003), *Detection and Measurement of Land Subsidence Using Interferometric Synthetic Aperture Radar and Global Positioning System, San Bernardino County, Mojave Desert, California*, U.S.Geological Survey Water Resources Investigations Report 03-4015, 69p.
- Wübbena, G. (1989), *The GPS Adjustment Software Package -GEONAP- Concepts and Models*, Proceedings of the Fifth International Symposium on Satellite Positioning, Las Cruces, New Mexico, p. 452-461.

APRESENTAÇÃO DE LIVRO

Book review

Waldemar Hachich*

RALPH B. PECK, educator and engineer: the essence of the man

John Dunicliff, Nancy Peck Young, editores

ISBN 0-921095-63-5

BiTech Publishers Ltd.

Vancouver, B. C. Canadá

Setembro de 2006

John Dunicliff e Nancy Peck Young recordam que a idéia de escrever uma biografia de Ralph B. Peck surgiu em 2004, depois de uma conferência em homenagem ao Prof. Skempton, na qual a sua filha, Judith, fez uma apresentação da biografia que ela havia escrito do seu pai (*A Particle of Clay. The Biography of Alec Skempton, Civil Engineer*, by Judith Niechcial, Whittles Publishing, Scotland, UK, 2002, 208 p.). John e Nancy atuaram como gerenciadores de projeto, além de editores, no processo de compilar e organizar este livro sumamente interessante.

O livro está dividido em seis partes, com algo de cativante para cada leitor, desde o jovem estudante de Geotecnia até o professor ou o profissional experiente.

Self Portrait é um relato de 109 páginas da vida de Ralph B. Peck, nas suas próprias palavras (ditadas, gravadas e transcritas pelos editores). Entre outras reminiscências, ele brinda os leitores com histórias as mais sinceras e reveladoras de engenheiros e professores que, como a ele próprio, aprendemos a respeitar e admirar (Terzaghi, Casagrande, Skempton, Bjerrum, para mencionar apenas alguns). Há muitas histórias de sala de aula e casos de obras, embora constituam apenas uma amostra relativamente pequena dos seus mais de mil projetos de consultoria, nos cinco continentes e em vinte e oito países, com ênfase especial nos EUA e no Canadá (“the land of my birth”).

Words of Wisdom, selecionadas por Elmo DiBiagio e Kaare Flaate a partir de alguns dos trabalhos de Peck, foram primeiramente publicadas na Publicação n. 207 do NGI. Esses pensamentos resumem a essência de Ralph B. Peck como engenheiro, consultor, educador, pesquisador e comunicador.

Selected Publications and Lectures reúne cerca de 30 das mais de 250 publicações de Peck, cada uma delas precedida por notas introdutórias – e, em muitos casos, por perguntas e respostas – que ajudam a inserir o texto na perspectiva histórica devida. Aqui o leitor encontrará a história da profissão geotécnica, da ISSMGE e dos seus congressos, escrita por um dos seus protagonistas, bem como as publicações “filosóficas” de Peck (os seus “sermões”) e algumas das suas publicações mais significativas em temas relacionados com seus interesses de longo prazo, tais como barragens de terra e enrocamento, observações e instrumentação. Em particular, é uma verdadeira jóia a história dos “bastidores” da concepção da “análise de Newmark” de estabilidade sísmica de barragens.

* Professor de Engenharia Geotécnica. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil.
E-mail: whachich@usp.br

Vignettes é uma coleção de testemunhos de colegas, família e amigos que conheceram Ralph Peck ou trabalharam com ele por muitos anos. Alguns são tocantes, todos são curiosos e reveladores por expor as diversas facetas da sua personalidade ímpar.

O livro se encerra com *Selected Awards* e *List of Publications*. Quase todos os capítulos são ilustrados por muitas fotografias.

Há tanta informação interessante no livro que esta resenha não pode almejar mais do que dar uma pálida idéia daquilo que está à espera do leitor. Lê-lo será, sem dúvida, uma experiência gratificante.

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

Aceitação dos resumos e envio das instruções para apresentação das comunicações

Saída do Boletim nº 2

Envio das comunicações

Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações

Envio da versão definitiva das comunicações

Saída do Boletim nº 3 com o programa definitivo

IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia

Início do XI Congresso Nacional de Geotecnia

CONTACTOS

Comissão Organizadora do XI Congresso Nacional de Geotecnia

A/C Prof. Jorge Almeida e Sousa

Departamento de Engenharia Civil-FCTUC, Pólo II
Rua Luís Reis Santos, 3030-788 Coimbra
PORTUGAL

COMISSÃO DE ACOMPANHAMENTO

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

COMISSÕES ORGANIZADORAS

XI Congresso Nacional

Presidente: Luís Leal Lemos (FCTUC)

António Pedro (FCTUC)

António José Roque (LINEC-SPG)

Claudino Cardoso (UA)

Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)

José Coutinho (FCTUC)

Isabel Pinto (FCTUC)

Nuno Guerra (IST)

Paulo Coelho (FCTUC)

Paulo Lopes Pinto (FCTUC)

Paulo da Venda Oliveira (FCTUC)

IV Congresso Luso-Brasileiro

Alberto Sayão (PUC-ABMS)

António Gomes Correia (UM-SPG)

António Viana da Fonseca (FEUP)

Fernando Marques (FCTUC)

Luis Leal Lemos (FCTUC)

Tarcísio Celestino (FEESC)

Waldemar Hächrich (USP)

Willy Lacerda (UFRR)

COMISSÃO CIENTÍFICA

Adelino Veiga Pinto (LINEC)

António Campos e Matos (GEG-FEUP)

António Correia Mineiro (UNL)

António Gomes Coelho (LINEC-COBA)

António Gomes Correia (UM-SPG)

António Pinelo (EP-LINEC)

António Pinto da Cunha (LINEC)

António Silva Cardoso (FEUP)

Baldomiro Xavier (Têxteis Duarte)

Carlos Dinis da Gama (IST)

Celso Lima (EDP-FEUP)

Emanuel Maranhã das Neves (IST)

João Marcelino (LINEC)

Joaquim Barreto (Metropolitano de Lisboa)

Jorge Vasquez (EDIA)

José Alves Paula (OE)

até 18/01/2008

até 15/02/2008

até 1/04/2008

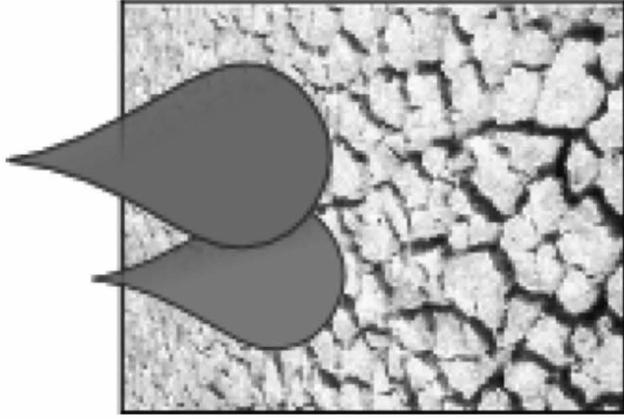
07/04/2008

08/04/2008

2º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE DESASTRES NATURAIS E TECNOLÓGICOS



*Gestão do Risco e Prevenção
Ferramentas e Desafios para Integração Público-Privado
Santos - SP, 09 a 13 de dezembro de 2007*



ISAT
2007

6º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados
6th Brazilian Symposium on Unsaturated Soils

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
Núcleo regional da Bahia
ABMS-BA

Salvador - BA, 01 a 03 de novembro de 2007



ISRM

WWW.ISRM2007.ORG

THE SECOND HALF CENTURY
OF ROCK MECHANICS



Organized by
Portuguese Geotechnical Society (SPG)



Co-sponsored by
Spanish Society for Rock Mechanics (SEMR)



11th ISRM CONGRESS
SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA
LNEC - Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal

Phone: + 351 21 844 33419
Fax: + 351 21 844 30 21
Email: ism2007@lnecc.pt
<http://www.isrm2007.org>

11TH CONGRESS
OF THE INTERNATIONAL
SOCIETY FOR
ROCK MECHANICS
LISBON, PORTUGAL
9 - 13 JULY 2007

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 1049-001 Lisboa – PORTUGAL
Tel: (+351) 21 841 8418; Fax: (+351) 21 841 8427
Email: sw2008@civil.ist.utl.pt
Webpage: www.civil.ist.utl.pt/sw2008

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

EXPERIÊNCIA BRASILEIRA

CASOS DE OBRA E ESTUDOS PORTUGUESES

Curso de curta duração
11 e 12 de Junho de 2007

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto



ÂMBITO E OBJECTIVOS

O curso destina-se a transmitir conhecimentos actualizados no âmbito das obras de aterro sobre solos moles. Estes solos apresentam baixa resistência, grande deformabilidade e baixa permeabilidade, estando, por regra, saturados. Usados como solos de fundação em aterros, as suas fracas características geotécnicas suscitam, em geral, problemas delicados, designadamente em termos de estabilidade global e assentamentos muito elevados que se processam lentamente no tempo. Para se ultrapassar estes problemas, utilizam-se na prática diversas metodologias construtivas: reforço com estacas de brita; aceleração da consolidação com drenos verticais (geodrenos ou drenos de areia); reforço com geossintéticos; construção do aterro por fases; reforço com colunas de jet-grouting; uso de sobrecarga temporal ou pré-carga; bermas laterais; etc..

Da parte brasileira, o curso terá como docente o Prof. Márcio Almeida, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, especialista no tema e autor do livro "Aterros sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho".

Da parte portuguesa, serão proferidas 9 conferências sobre casos de obra e estudos por especialistas nacionais.

O curso contempla o estudo e casos de obra das diversas metodologias atrás referidas.

Salienta-se, por fim, a relevância do tema no contexto actual das obras públicas portuguesas.

PROGRAMA

11 de Junho | 2ª feira

8:30-9:00 RECEÇÃO DOS PARTICIPANTES

9:00-9:15 SESSÃO DE ABERTURA

9:15-11:15 Curso de projecto de obras sobre solos moles (I)
Prof. Márcio Almeida, UFRJ (Brasil)

11:15-11:45 CAFÉ

CONFERÊNCIAS | SESSÃO 1

Moderador: Prof. António Viana da Fonseca, FEUP

11:45-12:15 Caracterização geotécnica de solos moles no Parque de Combustíveis - Zona do Porto de Aveiro
Eng.º Carlos Rodrigues, IPG

12:15-12:45 Caracterização dos solos moles do Baixo Mondego
Eng.º Paulo Coelho, FCTUC

12:45-13:00 Debate

13:00-14:30 ALMOÇO

14:30-16:30 Curso de projecto de obras sobre solos moles (II), Prof. Márcio Almeida, UFRJ (Brasil)

16:30-17:00 CAFÉ

CONFERÊNCIAS | SESSÃO 2

Moderador: Prof. António Silva Cardoso, FEUP

17:00-17:30 Análise do comportamento de um aterro construído sobre solos moles do Baixo Mondego
Prof. Paulo Vemda Oliveira, FCTUC

17:30-18:00 Aterros sobre solos moles. Uso de geodrenos e reforço com geossintéticos
Prof. José Leitão Borges, FEUP

18:00-18:30 Consolidação de terrenos lodosos com geodrenos e pré-carga. Um caso de obra
Eng.º Alfredo Aguiar, Consultor

18:30-18:45 Debate

12 de Junho | 3ª feira

9:00-11:00 Curso de projecto de obras sobre solos moles (III), Prof. Márcio Almeida, UFRJ (Brasil)

11:00-11:30 CAFÉ

CONFERÊNCIAS | SESSÃO 3

Moderador: Prof. José Leitão Borges, FEUP

11:30-12:00 Análise e dimensionamento de aterros sobre solos moles reforçados com estacas de brita
Eng.º Nélso Domingues, ISEP

12:00-12:30 Tratamento de solos moles com colunas de jet-grouting. Caso de obra do Alverca Park
Eng.º Duílio Cabola, Tecnasol-FGE

12:30-12:45 Debate

12:45-14:30 ALMOÇO

14:30-16:30 Curso de projecto de obras sobre solos moles (IV), Prof. Márcio Almeida, UFRJ (Brasil)

16:30-17:00 CAFÉ

CONFERÊNCIAS | SESSÃO 4

Moderador: Prof. Manuel Matos Fernandes, FEUP

17:00-17:30 Aterros para alta velocidade ferroviária sobre solos moles
Eng.º Marcelino Mateus Silva, LNEC

17:30-18:00 Melhoramento de solos moles sob aterros com colunas de brita, sem e com injeção. Alguns casos de obra em Portugal
Eng.º Miguel Canóias, Keller

18:00-18:15 Debate | Encerramento

CONFERENCISTAS

Alfredo Aguiar, Eng.º

Consultor

Carlos Rodrigues, Eng.º

Instituto Politécnico da Guarda

Duilio Cebola, Eng.º

Tecnosol-FGE

José Leitão Borges, Prof.

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Marcellino Mateus Silva, Eng.º

Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Márcio Almeida, Prof.

Universidade Federal do Rio de Janeiro (Brasil)

Miguel Candeias, Eng.º

Keller

Paulo Coelho, Eng.º

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Paulo Venda Oliveira, Prof.

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Tiago Domingues, Eng.º

Instituto Superior de Engenharia do Porto

ENVIAR PARA

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
DECivil
R. Dr. Roberto Frias
4200-465 PORTO

Curso

Aterros sobre solos moles. Experiência Brasileira.
Casos de obra e estudos Portugueses

inscrição

Número máximo de participantes exterior à FEUP: **40**
(inscrições por ordem de chegada).

Participantes estudante (pós graduação)
360 euros **120 euros**

Nome _____

Empresa/Instituição _____

Profissão/Cargo _____

Morada _____

Telefone _____ Fax _____

E-mail _____

Assinatura _____

pagamento

Transfêrencia bancária a favor de "Instituto da Construção"
NIB 000 704 060 012 567 000 626 BES - Cedofeita-Porto

Cheque nº _____ Banco _____
à ordem de "Instituto da Construção"
NIF 502 164 634

Solicito envio de factura

Em nome individual NIF _____

Em nome da Instituição/Empresa

Nome _____

Morada _____

NIF _____

COMISSÃO ORGANIZADORA

Prof. José Leitão Borges (Coordenador do curso), FEUP

Prof. Manuel Matos Fernandes, FEUP

Prof. António Viana da Fonseca, FEUP

SECRETARIADO | INFORMAÇÕES

D. Clotilde Bento

Sr. Manuel Carvalheiro

FEUP | DECivil

R. Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Tel: 22 508 1944

Fax: 22 508 1446

e-mail: cb@fe.up.pt; manuel@fe.up.pt



2.º SEMINÁRIO PORTUGUÊS SOBRE GEOSINTÉTICOS

19 e 20 de Junho de 2007
LNEC, Lisboa, Portugal



Curso Geosynthetics in hydraulic applications

J. P. Giroud (USA)

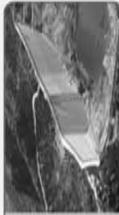
Geossintéticos em estradas e caminhos-de-ferro



Geossintéticos em aterros de resíduos



Geossintéticos em obras hidráulicas



www.2semgeossinteticos.org

Patrocínio



Programa

3ª feira, 19 de Junho de 2007

9:00 Curso: Geosynthetics in hydraulic applications
J.P. Giroud, USA

13:00 Almoço

13:30 Recepção dos participantes e inscrições tardias

14:00 Sessão de abertura

Sessão 1 | **Aplicações dos geossintéticos em estradas e caminhos-de-ferro: Lições da experiência portuguesa. Drenagem. Estruturas de suporte, aterros e estabilização de taludes. Túneis.**

14:30 Palestra: Geosynthetics in road and rail

Nicholas Thom, Universidade de Nottingham, UK

Rehabilitation of railway lines with geogrid reinforcement

Joerg Klompmaker, Naue, Alemanha

15:30 Reinforcement of pavement. An European inventory

Antonio Gomes Correa, UMI

15:50 Experiência da aplicação de geossintéticos em aterros reforçados nas obras da rede rodoviária nacional. Alguns casos de aplicação

Bernardo Monteiro, Estradas de Portugal

16:10 Inauguração da Exposição Técnica e da Sessão de Posters

16:20 Intervalo para café

16:50 Aplicação de geossintéticos em túneis a céu aberto

João Justo, Solenisol

17:10 Estruturas de solo reforçado com geogrechas. Dimensionamento, acompanhamento da execução da obra e observação do comportamento em serviço

Ana Teresa Carvalho, Geotessile

17:30 Mó de interligação A10/A1 (C-arragado). Aterros fundados em estacas por plataformas de transferência de cargas reforçadas com geogrechas

António C. Ambrósio, Cenorgeo

17:50 Soluções de plataformas de transferência de carga com recurso a geossintéticos

Alexandre Pinto, JETSU

18:10 Desempenho de geotêxteis na consolidação de materiais aluvionares do Tejo

P. Guédès de Melo, IST

18:30 Debate

20:30 Jantar de confraternização

4ª feira, 20 de Junho de 2007

Sessão 2 | **Aplicações de geossintéticos em aterros de resíduos: Lições da 1ª geração de aterros de resíduos em Portugal. Ampliação e construção de novos aterros. Aterros de resíduos perigosos.**

9:00 Palestra: Aplicaciones de los geosintéticos en vertederos de residuos peligrosos

José M. M. Santamaría, Cedex, Espanha

9:40 Aterros de RSU em Portugal: análise e perspectivas futuras

Antonio Gomes Coelho, Coba

10:00 Landfill cap design with geosynthetic clay liners

Kerit van Marbeuge, Naue, Alemanha

10:20 Intervalo para café

Sessão de posters

11:00 Normalização dos Geossintéticos em Portugal. Marcação CE

Isabel Pinto, FCTUC

11:20 Quantificação do fluxo através de orifícios na geomembrana: desenvolvimentos recentes

Madalena Barros, LNEC

11:40 Selagem de uma lagoa de lamas tóxicas com uma cobertura fibrosante

J.L. Machado Vale, Edifier/Tecnosol

12:00 Utilização dos geossintéticos no projecto de valorização ambiental da escombreira da Mina de Jales

Antonio Morgado, Coba

12:20 Debate

13:00 Almoço

Sessão 3 | **Aplicações de geossintéticos em obras hidráulicas: Lições da experiência portuguesa. Canais, reservatórios e barragens. Controlo da erosão.**

14:00 Palestra: Geosynthetics in dams

J.P. Giroud, USA

14:40 Aplicação de geomembrana na impermeabilização do aterro da Barragem de Rejeitados de Cerro do Lobo, Mina Neves-Corvo

Manuel Romero, Cenorgeo

15:00 Reabilitação da Barragem do Covão do Ferro com um revestimento impermeável

J.L. Machado Vale, Edifier/Tecnosol

15:20 Intervalo para café

Sessão de posters

16:00 Controlo de erosão pluvial e costeira com geossintéticos

Luciana Neves & Mª de Lurdes Lopes, FEUP

16:20 Controlo de erosão em taludes e obras hidráulicas

José Melo Ribeiro, Arco Systems

16:40 Durabilidade das geomembranas de PVC-P em obras hidráulicas

Tiago Carreira, Remolt

17:00 Debate

17:30 Sessão de encerramento



2.º SEMINÁRIO PORTUGUÊS SOBRE GEOSSINTÉTICOS

19 e 20 de Junho de 2007
LNEC, Lisboa, Portugal

Custo da inscrição

	Até 31 de Maio*	
	Seminário + curso	Seminário
Sócio IGS	250 € <input type="checkbox"/>	200 € <input type="checkbox"/>
Sócio SPG	300 € <input type="checkbox"/>	250 € <input type="checkbox"/>
Não sócio da IGS/SPG	350 € <input type="checkbox"/>	300 € <input type="checkbox"/>
Estudante		125 € <input type="checkbox"/>

* Após 31/05 os custos são acrescidos de 15%

Ficha de inscrição

Nome completo _____
Categoria profissional _____
Endereço _____
Código Postal _____
Localidade _____
Telefone(s) _____
Fax _____
e-mail _____

Pagamento

Factura/recibo em nome de _____
Endereço _____

Nº de contribuinte

Cheque nº _____ (endossado à Sociedade Portuguesa de Geotécnia)

Banco

Transferência bancária no valor de _____ €

(NIB: 0032 01 23 00 20 15 19 76 4 42)

Janitar: Sim Não

O valor da inscrição inclui:

- Actas do Seminário (livro e CD)
- Almoços
- Cafés
- Jantar

Enquadramento e Objectivos

A Comissão Portuguesa de Geossintéticos (IGS-Portugal) está integrada na Sociedade Portuguesa de Geotécnia (SPG) e é constituída por membros portugueses da *International Geosynthetic Society* (IGS).

A IGS-Portugal em colaboração com a SPG e com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) vão organizar o 2.º Seminário Português sobre Geossintéticos, a realizar nos dias 19 e 20 de Junho de 2007, em Lisboa, no LNEC.

Este evento incluirá a realização de um curso e três sessões temáticas, com apresentações por oradores convidados, nacionais e estrangeiros, de reconhecido mérito.

Durante o Seminário decorrerá uma exposição técnica, aberta a todas as empresas e entidades relacionadas com a temática dos geossintéticos.

Pretende-se com este evento promover o debate sobre os geossintéticos, divulgar avanços nos conhecimentos científicos e técnicos, e incrementar a comunicação entre projectistas, instaladores, produtores, utilizadores e investigadores, por forma a melhorar a compreensão sobre estes materiais, o seu comportamento e as suas aplicações em obras de engenharia.

Este Seminário insere-se nas comemorações dos 60 anos do LNEC.

Curso

Geosynthetics in hydraulic applications, pelo J. P. Giroud (USA), com a duração de 4 horas

Sessões temáticas

- **Geossintéticos em estradas e caminhos-de-ferro:** Lições da experiência portuguesa. Drenagem. Estruturas de suporte, aterros e estabilização de taludes. Túneis.
- **Geossintéticos em aterros de resíduos:** Lições da primeira geração de aterros de resíduos em Portugal. Ampliação e construção de novos aterros. Aterros de resíduos perigosos.
- **Geossintéticos em obras hidráulicas:** Lições da experiência portuguesa. Canais, reservatórios e barragens. Controlo da erosão.

Comissão Organizadora

Madalena Barroso
Maria da Graça Lopes
J. Machado Vale
J. Melo Ribeiro
João Justo

Sociedade Portuguesa de Geotécnia

LNEC
Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal





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 Pinais, 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

A Geogrelha certa para cada aplicação

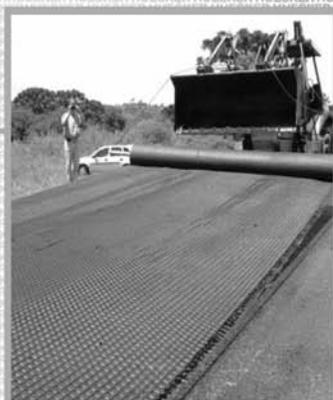


Fortrac®

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 • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



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



PORTUGAL

REGIÃO CENTRO E SUL

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

Av. Marquês de Tomar, 9, 6.
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
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

ARGÉLIA

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

BRASIL

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

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

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

MACCAFERRI

BRASIL

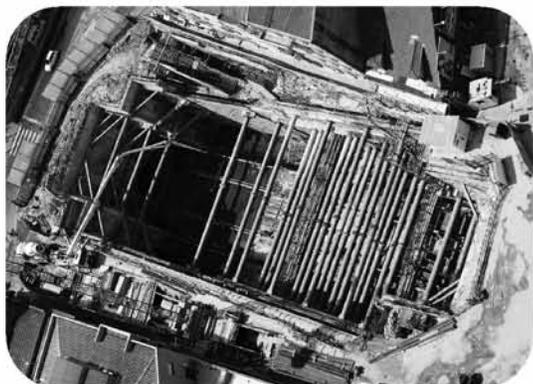
Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

PORTUGAL

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



Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES



GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS



FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

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

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

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification





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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMECC

*Ensaio Dinâmico 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



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 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 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 equações, 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 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 com espaçamento normal.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada.
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.
15. Com o artigo deve ser enviada uma folha de rosto com o título do trabalho e com a direcção completa do Autor de contacto, E-mail, Telefone e Fax.
16. As discussões, os artigos e as folhas de rosto devem ser enviadas para spg@lnec.pt.

- 3 **Editorial**
- 5 **Resistência dos solos: dilatação versus coesão efectiva**
Emanuel Maranha das Neves
- 25 **Variáveis-chave no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento**
Diego Foppa, Lucas Festugato, Nilo Cesar Consoli, Karla Salvagni Heineck, António Viana da Fonseca
- 43 **Controlo da compactação de misturas de solo-enrocamento da barragem de Odolouca através de ensaios de vibração**
Laura Caldeira, Andea Brito
- 77 **Comportamento de liners sob a influência de um contaminante orgânico**
Karla Salvagni Heineck, Augusta Brenner dos Santos, Rosemar Gomes Lemos, Juan Antônio Altamirano Flores, Nilo Cesar Consoli
- 95 **Colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise pelo método dos elementos finitos**
Tiago Sabino Domingues, José Leitão Borges, António Silva Cardoso
- 111 **Estudo experimental de uma área contaminada por lodo biossólido, por meio de ensaios de campo do tipo cone resistivo**
Renato Pinto da Cunha, Luiz Heleno Albuquerque Filho, Luís Fernando Martins Ribeiro, Fabrícia de Souza Oliveira
- 131 **Efetividade do GPS na avaliação de problemas geotécnicos em áreas urbanas**
Sylvana Melo dos Santos, Gerd Günter Seeber, Verônica Maria Costa Romão, Ivaldo Dário da Silva Pontes Filho, Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral
- 143 **Apresentação de livro**
Waldemar Hachich