117 Novembro 2009

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

GEOTECNIA **Revista Luso-Brasileira de Geotecnia**
Sociedade Portuguesa de Geotecnia
Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotecnica
Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental

N.º 117 – Novembro 2009

DIRECTOR:
António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:
Newton Moreira de Souza, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:
Jaime Alberto dos Santos, IST
Armando Nunes Antão, FCT/UNL
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 2009-2010

Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
A. J. Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
A. Pinto da Cunha, LNEC – Lisboa
Adriano Virgilio Damiani Bica, UFRGS – Porto Alegre
A. Viana da Fonseca, FEUP – Porto
Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ – Rio de Janeiro
António Pinelo, IEP – Almada
Benedito S. Bueno, USP – São Carlos
Celso Lima, Hidrorumo – Porto
Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG – Pelotas
Dario Cardoso de Lima, UFV – Viçosa
E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO – Rio de Janeiro
E. Maranha das Neves, IST – Lisboa
Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
Ely Borges Frazão – São Paulo
Emílio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
F. Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
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
J. Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
J. Bilé Serra, LNEC – Lisboa
J. de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
J. Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
Jorge Vasquez, EDIA – Beja
J. Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
José F. T. Jucá, UFPe – Recife
José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa
José Neves, IST – Lisboa
Laura Caldeira, LNEC – Lisboa
Lindolfo Soares, USP – São Paulo
Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP – Ouro Preto
Luiz Antônio Bressani, UFRGS – Porto Alegre
Luiz Ferreira Vaz, Themag – São Paulo
Luiz Nishiyama, UFU – Uberlândia
Luís Leal Lemos, FCTUC – Coimbra
Luís Ribeiro e Sousa, LNEC – Lisboa
M. Matos Fernandes, FEUP – Porto
Maria da Graça Lopes, ISEL – Lisboa
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
Nuno Guerra, FCT-UNL – Caparica
Osni José Pejon, USP – São Carlos
Oswaldo Augusto Filho, USP – São Carlos
Pedro Sêco e Pinto, LNEC – Lisboa
R. F. de Azevedo, UFV – Viçosa
Renato Pinto da Cunha, UnB – Brasília
Ricardo Oliveira, Coba – Lisboa
Romero César Gomes, UFOP – Ouro Preto
Rui M. Correia, LNEC – Lisboa
Tácio M. Campos, PUC-Rio – Rio de Janeiro
Telmo Jeremias, LNEC – Lisboa
Tiago Miranda, U.Minho – Guimarães
Waldemar Hachich, USP, São Paulo
Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo

SPG
a/c LNEC
Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal
Tel.: (+351) 21 844 33 21
Fax: (+351) 21 844 30 21
e-mail: spg@lnec.pt
http://www.lnec.pt/SPG

ABMS
Av. Prof. Almeida Prado, 532
IPT – Prédio 54
05508-901 São Paulo, Brasil
Tel./Fax: (+55.11) 3768 7325
e-mail: abms@abms.com.br
http://www.abms.com.br

ABGE
Av. Prof. Almeida Prado, 532
IPT – Prédio 59
05508-901 São Paulo, Brasil
Tel.: (+55.11) 3767 4361
Fax: (+55.11) 3719 0661
e-mail: abge@ipt.br
http://www.abge.com.br

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da ABGE.
Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.
Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal.
ISSN 0379-9522 – Depósito Legal em Portugal: 214545/04

ÍNDICE

117 Novembro 2009

3	Modelação de ancoragens nas análises 2D por elementos finitos de cortinas de contenção: a questão da simulação do pré-esforço	Cláudia M. J. dos Santos Josefino Nuno M. da Costa Guerra Manuel Matos Fernandes
33	Mapeamento de risco à erosão acelerada com uso de técnica fuzzy para diretrizes de ordenamento territorial – o caso de descalvado – Sp	Abimael Cereda Junior Reinaldo Lorandi Carla Sanchez Fazzari
43	Coeficiente de difusão de nitrato e potássio em solo fertirrigado com vinhaça	Rejane Nascentes Izabel C. d'A. Duarte Azevedo Simone Cristina de Jesus Francisco de Deus F. Neto Sergio Tibana Lucas Martins Guimarães Fernando H. M. Portelinha
71	Lavra de granitos com fio diamantado no estado do espírito santo, brasil	Isaura Clotilde M. da C. Regadas José Eduardo Rodrigues Antenor Braga Paraguassú
85	NOTAS TÉCNICAS	
87	Factores condicionantes na selecção do processo construtivo das estacas de betão	Maria de Lurdes Penteado Jorge de Brito
103	Sistematização dos problemas geotécnicos em áreas mineiras degradadas	Violeta Isabel Monteiro Ramos Celeste Rosa Ramalho Jorge Maria Isabel G. Fernandes

MODELAÇÃO DE ANCORAGENS NAS ANÁLISES 2D POR ELEMENTOS FINITOS DE CORTINAS DE CONTENÇÃO: A QUESTÃO DA SIMULAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

Modelling anchors in 2D finite element analyses of flexible retaining walls: simulation of pre-stressing

Cláudia Mónica Jerónimo dos Santos Josefino*
Nuno Manuel da Costa Guerra**
Manuel Matos Fernandes***

RESUMO – Apresenta-se e testa-se os principais métodos de modelação bidimensional de ancoragens. Conclui-se que a modelação da força de pré-esforço aplicada na selagem tem influência significativa nos resultados de deslocamentos e mostra-se a sua adequabilidade através da análise de resultados de modelação tridimensional. Estuda-se a importância da consideração desta força através de uma análise paramétrica do comprimento livre, do comprimento de selagem, do nível de pré-esforço, da espessura do bolbo de selagem e da rigidez da ancoragem. Tira-se algumas conclusões.

SYNOPSIS – The main methods for the simulation of pre-stressed soil anchors in 2D conditions are analysed and tested. It is shown by means of 2D and 3D analyses that applying a pre-stress force at the seal zone has a significant influence on the displacement results. The importance of considering this force is studied in a parametric analysis of: the free length of the anchor, the length of the seal zone, the pre-stress level, the seal zone thickness and the anchor stiffness. Some conclusions are drawn.

PALAVRAS CHAVE – Modelação; ancoragens; método dos elementos finitos; cortinas de contenção.

1 – INTRODUÇÃO

A modelação numérica de obras geotécnicas é, actualmente, bastante frequente. Com este tipo de cálculos é possível analisar problemas de geometria e faseamento construtivo relativamente complexos, prever o seu comportamento e realizar análises de sensibilidade de diversos parâmetros. O caso das estruturas de suporte flexíveis não é excepção.

Todos os problemas da Engenharia Civil e, em particular, da Geotecnia, são problemas tridi - mensionais. No entanto, ainda não é frequente a utilização de cálculos numéricos tridimensionais para a modelação de problemas geotécnicos correntes. Os problemas geotécnicos em geral e, em especial, os problemas de escavações suportadas por cortinas ancoradas são, em geral, modelados por meio de análises em deformação plana, tirando partido da maior ou menor adequabilidade da

* Estudante de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. E-mail: claudiajosefino@netcabo.pt
** UNIC, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. E-mail: nguerra@fct.unl.pt
??? Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. E-mail: mfern@fe.up.pt

geometria real a este estado plano ou assumindo a simplificação que a ele está inerente por, simplesmente, se tratar de uma análise "conservativa".

As simplificações do problema na passagem do real ao modelo plano são conhecidas e facilmente compreendidas no que respeita ao terreno, à geometria da escavação ou às características da parede. No entanto, com este tipo de modelação está-se a fazer uma simplificação cujas consequências são difíceis de avaliar no que respeita à modelação de ancoragens. Com efeito, tratando-se de elementos lineares e em regra relativamente espaçados, envolvem sem dúvida um equilíbrio claramente tridimensional. Como, então, modelar bidimensionalmente as ancoragens?

O presente artigo pretende contribuir para o esclarecimento desta questão, analisando, nas secções 2 e 3 resultados previamente publicados (Santos Josefino *et al.,* 2006; Guerra *et al*., 2007) e procedendo no restante trabalho à análise mais detalhada das implicações desses resultados, através de análise paramétrica que os pretende aprofundar.

2 – MÉTODOS DE MODELAÇÃO BIDIMENSIONAL DE ANCORAGENS

2.1 – A simplificação bidimensional

As ancoragens são elementos lineares que exercem uma acção concentrada quer na cortina, onde se situa a cabeça da ancoragem, quer no maciço de selagem e envolvem, portanto, importantes efeitos tridimensionais. Constituem, assim, uma dificuldade para a modelação da escavação em condições bidimensionais. A importância desta dificuldade é diferente consoante a zona de selagem possa ou não ser considerada fixa para as solicitações decorrentes da escavação (Figura 1).

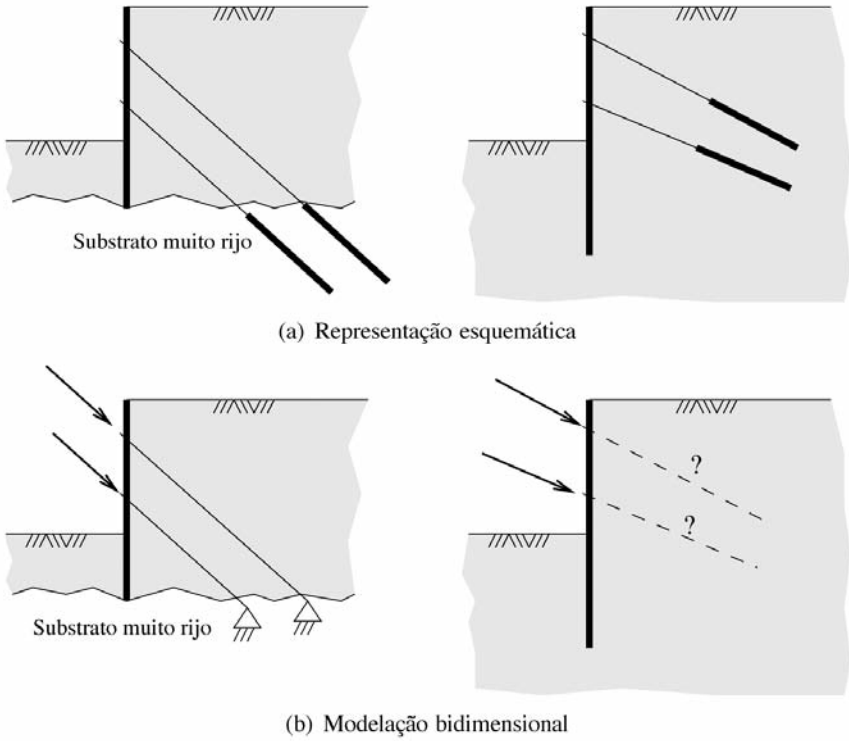


Fig. 1 – Ancoragens pré-esforçadas seladas no terreno com selagem fixa, à esquerda, e móvel, à direita (Santos Josefino *et al.,* 2006).

Tratando-se de uma escavação em que a selagem é realizada num maciço com características de resistência e de deformabilidade significativamente superiores às do maciço a suportar (à esquerda, na Figura 1), os deslocamentos que o maciço de selagem experimenta induzidos pela escavação são desprezáveis. Ao contrário, se a selagem for realizada em zona do maciço com características semelhantes às do solo suportado e com relativa proximidade à cortina (à direita, na Figura 1), os deslocamentos da zona de selagem devidos à escavação poderão já não ser desprezáveis.

O problema que decorre do carácter tridimensional da acção concentrada da cabeça da ancoragem na parede é comum a ambos os casos e é resolvido considerando a sua acção por unidade de comprimento longitudinal. A questão da acção tridimensional do bolbo de selagem tem, no que respeita à sua modelação, tratamento distinto num caso e noutro.

No caso da selagem fixa a modelação é habitualmente feita aplicando à parede a força correspondente ao pré-esforço inicial, simulando a selagem através de um apoio fixo e usando um elemento barra para representar o comprimento livre (ver Figura 1(b), à esquerda). Esta forma de modelação não apresenta questões em aberto, pelo que não será abordada no presente trabalho.

No caso da selagem móvel (ver Figura 1(b), à direita), o pré-esforço é igualmente simulado através de uma força concentrada aplicada na parede no local da cabeça da ancoragem e a modelação dos restantes elementos pode ser feita de diferentes formas, em seguida discutidas.

2.2 – Principais métodos de modelação bidimensional de ancoragens

Santos Josefino *et al.* (2006) apresentaram os principais métodos bidimensionais de modelação de ancoragens, que se resumem na Figura 2.

Os métodos *F* e *FA* constituem referências para os restantes e não correspondem a procedimentos de modelação habitualmente utilizados. No primeiro, a ancoragem é modelada apenas por uma força aplicada na cortina no ponto correspondente à cabeça, com valor igual ao pré-esforço inicial que, por conseguinte, se manterá constante ao longo da modelação do procedimento construtivo. No segundo, aplica-se ao caso da selagem móvel a metodologia correntemente adoptada para a modelação da selagem fixa, o que implica que não são considerados os movimentos induzidos pela escavação na zona de selagem. A ancoragem é, assim, modelada por um elemento barra e por um apoio fixo.

O método *FN* (Guerra, 1993) corresponde à modelação da ancoragem através de uma barra que simula o comprimento livre e que une a cabeça da ancoragem, *C*, a um nó *N* da malha de elementos finitos representativo da zona de selagem. Neste método, tal como no método *FA*, o elemento barra irá suportar apenas as variações de força na ancoragem e, consequentemente, apenas estas variações são aplicadas ao maciço através do nó *N*. O método *F2N* é uma variante do método *FN* em que, para além da força de pré-esforço aplicada à cortina, se considera igualmente uma força com igual valor e sentido contrário aplicada ao maciço, concentrada no nó *N*.

No método *FSB* modela-se explicitamente o bolbo de selagem, através de elementos barra que unem nós que pertencem também à malha que modela o maciço, sendo no restante análogo ao método *FN*. Este método tem uma variante no método *F2SB*, mais corrente, que foi usado por Clough e Tsui (1974) e por Mineiro *et al.* (1981) e que é, presentemente, utilizado no programa de cálculo Plaxis: a força de pré-esforço, além de aplicada à cortina, é aplicada à selagem.

O método *FNA* corresponde ao método de Matos Fernandes (1983) na versão, equivalente, apresentada em Guerra (1999). Neste método, o pré-esforço é aplicado à parede através de uma força concentrada e é activado posteriormente um elemento barra com comportamento correspondente à curva tracção-deslocamento pretendida, obtida de ensaios de ancoragens. Esta barra une a cabeça da ancoragem a um ponto inicialmente fixo (*A*) com coordenadas iguais às de um ponto do maciço representativo da zona de selagem (*N*). Nas fases seguintes, ao ponto A vão sendo aplicados os deslocamentos do ponto *N*, nas diversas iterações do cálculo. Procura-se, deste modo, ter em conta

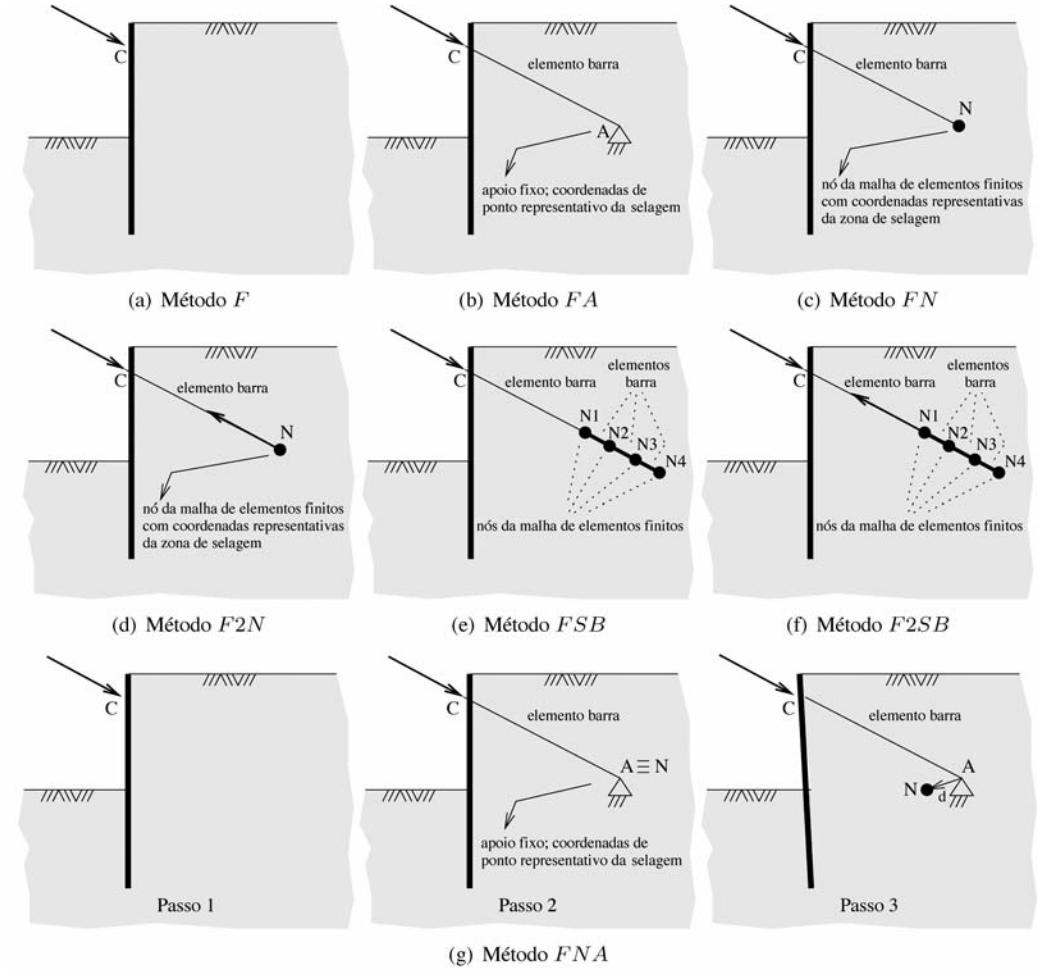


Fig. 2 – Secção de instrumentação tipo.

o comportamento da ancoragem no seu conjunto (comprimento livre e de selagem) e, simultaneamente, ter em atenção os deslocamentos da zona de selagem.

Para além destes métodos, poderá ainda considerar-se aqueles em que o bolbo de selagem é modelado explicitamente usando elementos bidimensionais em lugar dos elementos lineares de barra adoptados nos métodos *FSB* e *F2SB*. Designar-se-ão estes métodos como *FSP* e *F2SP*. Como se verá, o efeito da pequena espessura destes elementos é desprezável.

Poderia ainda condiderar-se métodos em que o contacto da selagem com o solo é modelado através de elementos de junta. A introdução destes elementos permite, por um lado, a reprodução das condições de deslizamento entre o bolbo de selagem e o maciço, mas, por outro, dada a condição plana, favorece a formação de superfícies de deslizamento no maciço que são irreais. Com efeito, desprezando a resistência de ponta do bolbo, se se considerar um bolbo de selagem com comprimento L_{selagem} e diâmetro D_{selagem} poderá, numa análise simplificada, considerando uma resistência ao corte no contacto solo-bolbo de selagem igual a τ_r, admitir-se que a resistência total é:

$$F_r = \pi \, D_{\text{selagem}} L_{\text{selagem}} \, \tau_r \tag{1}$$

Considerando um espaçamento longitudinal entre ancoragens igual a s_{anc}, a resistência por unidade de comprimento é, portanto:

$$\frac{F_r}{s_{anc}} = \frac{\pi D_{selagem} L_{selagem} \tau_r}{s_{anc}} \tag{2}$$

No modelo, no entanto, a resistência por unidade de comprimento será:

$$\frac{\pi D_{selagem} L_{selagem} \tau_r}{s_{anc}} = 2 L_{selagem} \tau_r^{modelo} \Rightarrow \tau_r^{modelo} = \frac{\pi D_{selagem}}{2 s_{anc}} c_u \tag{4}$$

Se se substituir, como exemplo, $D_{selagem}$ por 0,2 m e s_{anc} por 3 m, a equação anterior resulta em:

$$\tau_r^{modelo} \simeq 0{,}1\ c_u \tag{5}$$

Como conclusão a esta análise simplificada, pode dizer-se que a adopção de elementos junta exigiria que a resistência que lhes fosse atribuída fosse significativamente mais baixa do que a resistência do solo. Tal poderia, como se afirmou, favorecer a formação de superfícies de deslizamento irreais no maciço. Conclusão semelhante poderia tirar-se para o caso da análise da deformabilidade do contacto solo-bolbo. Não é, por isso, um método habitualmente aconselhado.

2.3 – Caso de estudo numérico para o estudo dos principais métodos de modelação bidimensional de ancoragens

Para testar os métodos referidos na secção anterior, Santos Josefino *et al.* (2006) consideraram o caso de estudo que se indica esquematicamente na Figura 3. Trata-se de uma escavação simétrica, com 14 m de profundidade e 16 m de largura, suportada por uma parede moldada de betão armado, com 0,4 m de espessura, ancorada em quatro níveis. O maciço suportado é um solo para o qual foram consideradas duas hipóteses, *A* e *B*, tal como se indica no Quadro 1. Neste quadro, K_0 é o coeficiente de impulso em repouso, E é o módulo de deformabilidade, ν é o coeficiente de Poisson, ϕ' é o ângulo de resistência ao corte em tensões efectivas, c_u é a resistência não drenada, δ é o ângulo de atrito solo–parede, c_a é a adesão solo–parede e K_s é a rigidez tangencial da junta que representa a interface solo–parede.

Os solos foram modelados admitindo comportamento elástico–perfeitamente plástico, com comportamento drenado (solo A) e não drenado (solo B), usando modelo elástico–perfeitamente plástico, com módulo crescente (solo A) e constante (solo B) em profundidade e usando os critérios de rotura de Mohr-Coulomb (solo A) e de Tresca (solo B). Sob estes materiais considerou-se que existia um estrato com elevadas características mecânicas. A parede foi admitida com comporta - mento elástico–linear.

O pré-esforço nas ancoragens foi definido considerando o diagrama que se representa na Figura 3, com tensão horizontal igual a 69,3 kPa (cuja resultante é igual à resultante do diagrama rectangular de Terzaghi e Peck para as areias com tensão horizontal igual a $0{,}65 K_a \gamma H$ e igual à resultante do diagrama trapezoidal de Terzaghi e Peck para argilas rijas com tensão horizontal igual a $0{,}29 \gamma H$). Os valores das forças de pré-esforço aplicadas (segundo a direcção da ancoragem) foram 103,1 kN/m(1º nível), 238,1 kN/m(2º nível), 242,1 kN/m(3º nível) e 402,0 kN/m (4º nível). As características adoptadas para as ancoragens são as resumidas no Quadro 2 e na Figura 3.

Os métodos referidos na secção 2.2 foram testados usando análises numéricas por elementos finitos através de programa de cálculo desenvolvido para aplicações geotécnicas (Cardoso, 1987; Almeida e Sousa, 1998; Guerra, 1999).

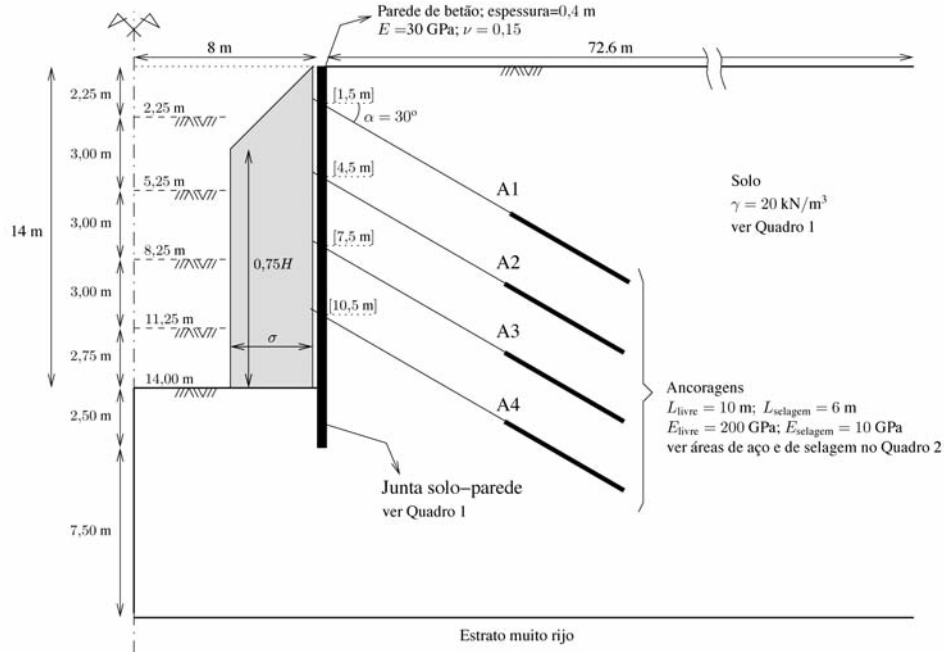


Fig. 3 – Caso de estudo (Santos Josefino *et al.,* 2006).

Quadro 1 – Características adoptadas para os solos e juntas solo–parede.

Solo	**Descrição**	K_0	**E (kPa)**	ν	ϕ′ (°)	c_u (kPa)	δ (°)	c_a (kPa)	K_s (kN/m³)
A	areia	0,5	$50000\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{0,5}$	0,333	30	–	20	–	22928
B	argila	0,7	48000	0,49	–	80	–	40	22928

O solo e a parede foram modelados por elementos finitos subparamétricos de 5 nós, o contacto entre o solo e a parede com elementos junta de 4 nós e as ancoragens (comprimentos livre e de selagem) através de elementos barra de 2 nós.

Considerou-se que a escavação seria feita em 5 níveis, indicados na Figura 3, através do procedimento indicado no Quadro 3. Apresenta-se na Figura 4 a malha de elementos finitos usada, na última fase de escavação.

Quadro 2 – Áreas de aço (comprimento livre) e de calda de cimento (comprimento de selagem) adoptadas para as ancoragens (Santos Josefino *et al.,* 2006).

Ancoragens	A_{livre} (m²/m)	$A_{selagem}$ (m²/m)
A1	$1,4 \times 10^{-4}$	$1,047 \times 10^{-2}$
A2	$2,8 \times 10^{-4}$	$1,047 \times 10^{-2}$
A3	$2,8 \times 10^{-4}$	$1,047 \times 10^{-2}$
A4	$4,2 \times 10^{-4}$	$1,570 \times 10^{-2}$

Quadro 3 – Faseamento construtivo adoptado (Santos Josefino et al., 2006).

Fase	Descrição
1	Escavação do 1o nível
2	Activação do bolbo de selagem do 1º nível de anc. (*FSB* e *F2SB*) e aplicação do pré-esforço
3	Activação do comprimento livre do 1º nível de anc. (excepto *F*) e escavação do 2º nível
4	Activação do bolbo de selagem do 2º nível de anc. (*FSB* e *F2SB*) e aplicação do pré-esforço
5	Activação do comprimento livre do 2º nível de anc. (excepto *F*) e escavação do 3º nível
6	Activação do bolbo de selagem do 3º nível de anc. (*FSB* e *F2SB*) e aplicação do pré-esforço
7	Activação do comprimento livre do 3º nível de anc. (excepto *F*) e escavação do 4º nível
8	Activação do bolbo de selagem do 4º nível de anc. (*FSB* e *F2SB*) e aplicação do pré-esforço
9	Activação do comprimento livre do 4º nível de anc. (excepto *F*) e escavação do 5º nível

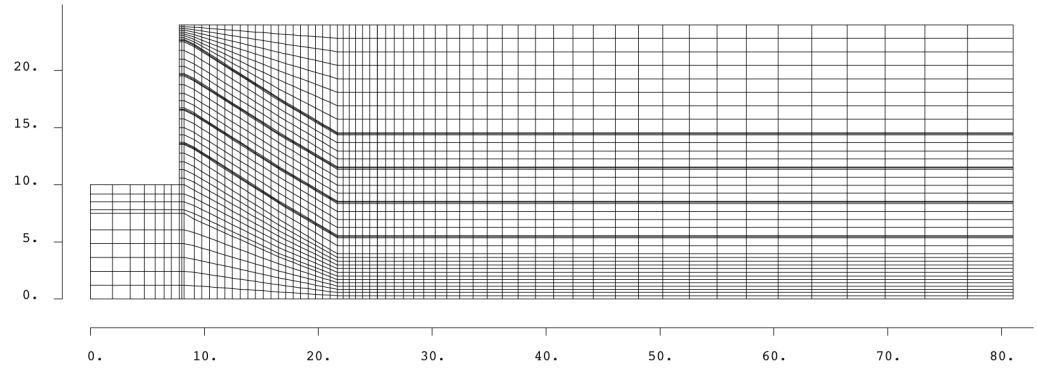


Fig. 4 – Malha de elementos finitos na última fase de escavação.

Para o caso do método *FNA*, os pontos *A* e *N* foram considerados na ligação entre a zona do comprimento livre e o bolbo de selagem e a rigidez da ancoragem adoptada foi 90% da rigidez teórica (rigidez do comprimento livre), admitindo comportamento elástico–linear.

Apresenta-se na Figura 5 os resultados dos deslocamentos horizontais da parede na última fase de cálculo obtidos para os solos A e B usando os diferentes métodos referidos. Não se apresentam resultados para o método *F2N* no caso do solo B, por não ter sido possível terminar o cálculo com um nível de convergência adequado.

A Figura 6 mostra as correspondentes variações de força nas ancoragens. A análise conjunta destas figuras permite constatar que:

- em termos de deslocamentos, apenas se distinguem os métodos *F2N* e *F2SB*; trata-se dos métodos em que a força devida ao pré-esforço é aplicada no maciço, para além de o ser na cabeça da ancoragem, o que mostra, portanto, a importância daquela força; no caso do solo B, distingue-se igualmente o método *FA*; os restantes métodos fornecem resultados praticamente iguais;
- os restantes métodos, para as situações analisadas (pré-esforço definido adequadamente e, consequentemente, adequado comportamento da escavação) fornecem resultados pratica - mente coincidentes; todos estes métodos têm em atenção, de alguma forma, os deslocamen - tos do maciço na zona de selagem;
- o método *F2N* fornece resultados de deslocamentos bastante superiores no caso do solo A e não foi possível obter a convergência, no caso do solo B; a razão para isso parece ser a aplicação pontual, no maciço, da força devido ao pré-esforço;

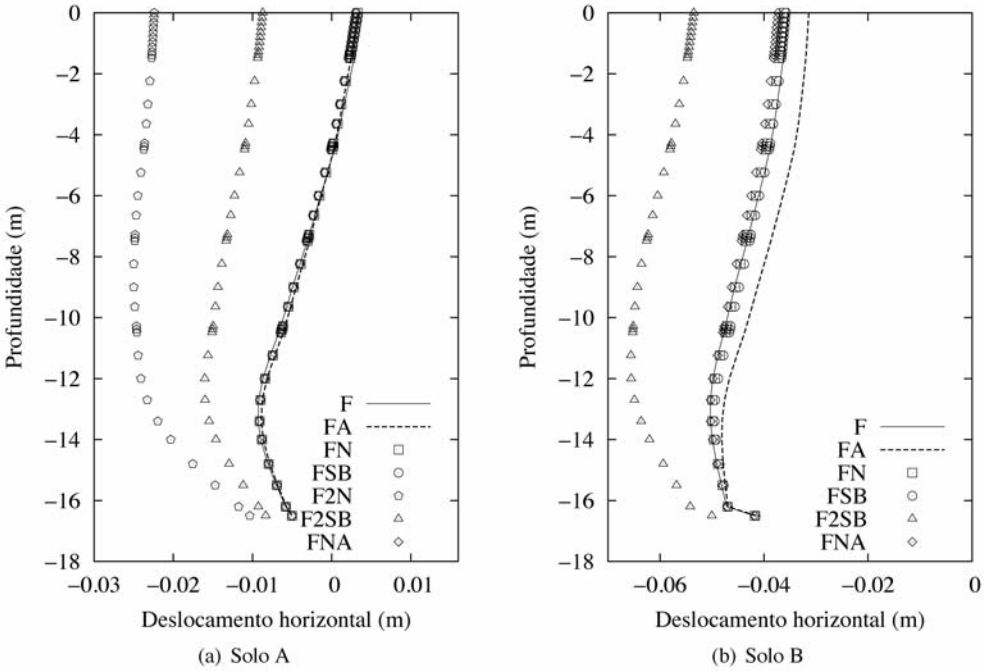


Fig. 5 – Deslocamentos horizontais da parede na última fase nos cálculos para teste dos métodos de modelação bidimensional de ancoragens (adaptado de Santos Josefino *et al.* (2006)).

- o método *FA* não tem em consideração os deslocamentos da selagem devidos ao processo construtivo; tal revelou-se mais importante no caso do solo B do que no A, em que os resultados são muito semelhantes;
- o método *F* pode usar-se como primeira estimativa para avaliação dos deslocamentos nas situações em que não se esperem grandes variações de pré-esforço; não pode, devido à sua natureza, prever variações de força nas ancoragens;
- excluindo-se da análise os métodos *F2N* e *FA*, verifica-se que a principal diferença está entre o método *F2SB* e os restantes; tal diferença deve-se ao efeito sobre os deslocamentos do maciço da aplicação de pré-esforço na selagem;
- as diferenças nas variações de força nas ancoragens são menos evidentes do que nos deslo - camentos e os métodos *FN, FSB, F2SB* e *FNA* apresentam resultados semelhantes.

Pode, assim, concluir-se que, nas condições dos cálculos realizados, os métodos que têm em consideração os deslocamentos da zona de selagem devidos ao processo construtivo mas não consideram a acção da selagem no maciço, fornecem praticamente os mesmos resultados. Para além destes, o método *F* (e *FA*, no caso do solo A) forneceram resultados semelhantes. Tais resultados devem-se, no entanto, às adequadas condições de pré-esforço escolhidas; se o pré-esforço aplicado tivesse sido menor, as variações de carga nas ancoragens teriam sido superiores e o método *F* seria, naturalmente, incapaz de as considerar.

Por outro lado, o modo de aplicação da força parece ser muito relevante. O método analisado que considera explicitamente o bolbo e a aplicação a este das forças de pré-esforço fornece resultados de deslocamentos superiores. A aplicação destas forças no modelo parece ser, à partida, uma opção realista; no entanto, o facto de as forças reais serem concentradas e espaçadas levanta a dú-

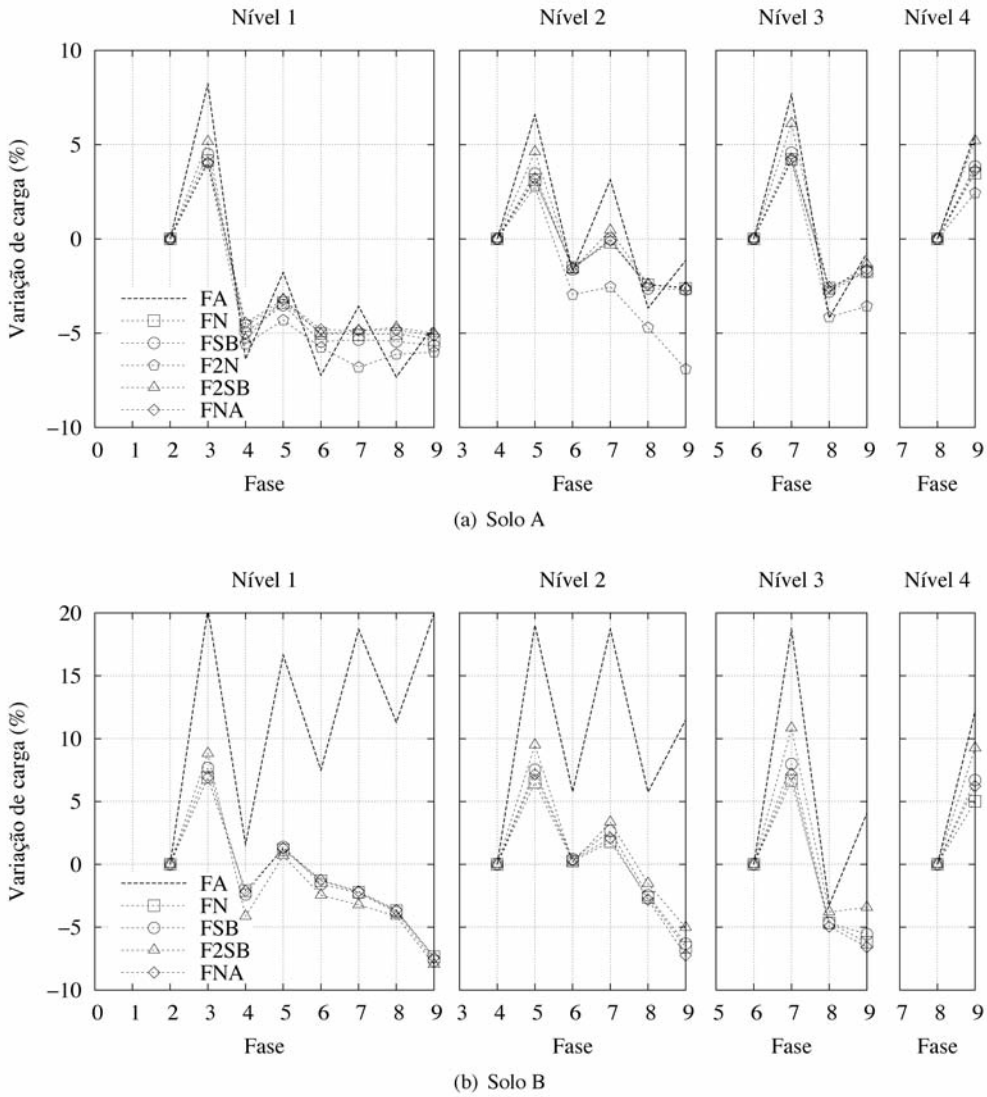


Fig. 6 – Variações de força nas ancoragens nos cálculos para teste dos métodos de modelação bidimensional de ancoragens (Santos Josefino *et al.,* 2006).

vida de a sua representação bidimensional produzir efeito semelhante. Um passo para o esclarecimento de tal dúvida será a realização de análises tridimensionais modelando explicitamente o bolbo de selagem e aplicando-lhe as forças devidas ao pré-esforço.

3 – EFEITO DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇOAPLICADA NA SELAGEM: ESTUDO TRIDIMENSIONAL

As referidas análises tridimensionais foram apresentadas em Guerra *et al.* (2007). Para o caso do solo *B*, anteriormente apresentado, foram realizadas duas análises por elementos finitos, através do programa de cálculo Plaxis 3D. Em ambos os casos a selagem foi explicitamente modelada

através de elementos finitos tridimensionais (a forma da selagem foi simplificadamente considerada paralelipipédica, consistindo num método de modelação que se designa por *FST*); as ancoragens aplicam uma força concentrada na cabeça e foram consideradas com um espaçamento longitudinal de 3 m, pelo que foi modelada através de uma "fatia" de 1,5 m de espessura, admitindo uma escavação muito longa e tirando partido da simetria do problema (Figura 7). Na Figura 8 representa-se a malha de elementos finitos tridimensional utilizada. Numa das análises não foi aplicada qualquer força à selagem *(FST)* e na outra análise a força de pré-esforço foi-lhe aplicada *(F2ST)*.

A rigidez à flexão *EI* adoptada para a cortina corresponde a uma parede de betão armado com 0,4 m de espessura.

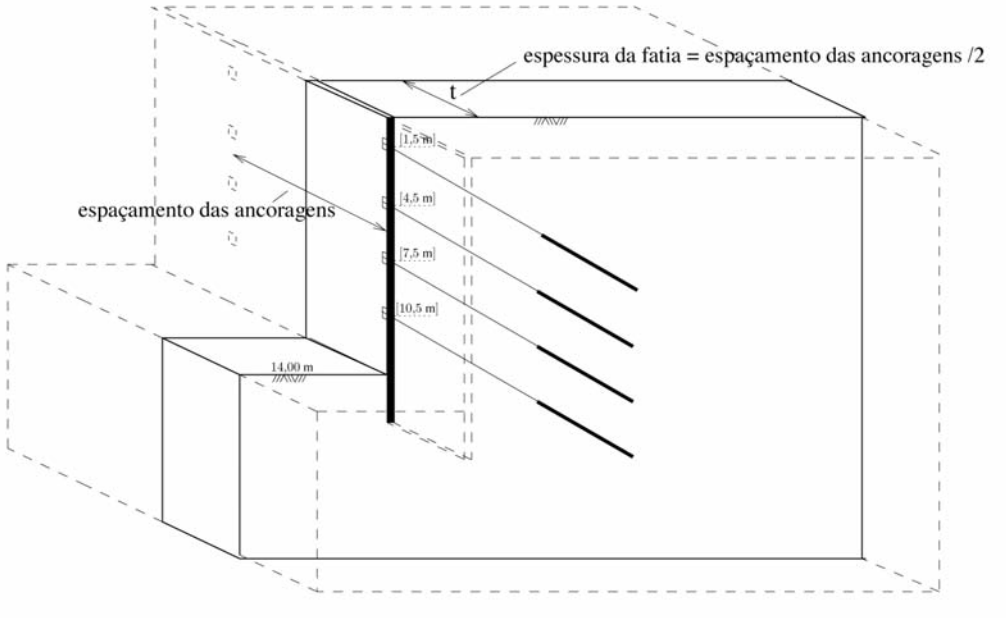


Fig. 7 – Geometria do problema tridimensional (adaptado de Guerra *et al.* (2007)).

Apresenta-se os resultados dos deslocamentos obtidos de ambos os cálculos na Figura 9(a), na qual se incluem também os anteriormente obtidos dos cálculos bidimensionais. No caso dos cálculos 3D, mostra-se os deslocamentos para dois planos extremos da fatia: o plano da frente *(PF)*, que é o plano das ancoragens, no qual as forças são aplicadas e o plano de trás *(PT)*, que dista 1,5 m do da frente e que se encontra, portanto, a meio de dois planos das ancoragens.

A análise da figura mostra que:

- não há, na prática, diferença entre os resultados dos dois planos das análises 3D;
- não há, na prática, diferença entre os resultados dos cálculos 2D e 3D e, portanto, as diferenças entre os métodos *FSB* e *F2SB* observam-se igualmente em condições tridimensionais.

O facto de os resultados dos planos da frente e de trás serem coincidentes pode explicar-se pelo espaçamento relativamente pequeno das ancoragens (3 m) e pela relativamente elevada rigidez da parede. Um segundo conjunto de dois cálculos tridimensionais considerando espaçamento longitudinal das ancoragens de 6 m e uma rigidez da parede dez vezes inferior conduziu aos resultados

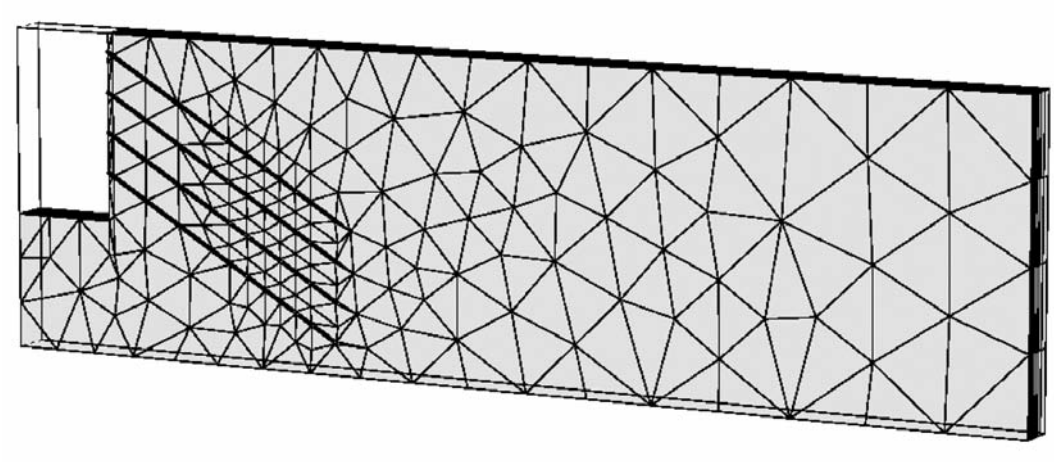


Fig. 8 – Malha de elementos finitos tridimensional (adaptado de Guerra *et al.* (2007)).

que se apresentam na Figura 9(b), em que os deslocamentos são comparados com correspondentes análises 2D com igual valor da rigidez. A análise desta figura mostra resultados diferentes entre os dois planos e que os deslocamentos do cálculo 2D estão, aproximadamente, entre ambos.

As conclusões mais relevantes dos cálculos 3D são, no entanto, que as diferenças entre os cálculos *FSB* e *F2SB* persistem em condições tridimensionais (*FST* e *F2ST*), o que mostra que a aplicação das forças na selagem é realista e relevante e, portanto, deve ser tida em condideração na modelação das ancoragens.

4 – CLARIFICAÇÃO DA IMPORTÂNCIA DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO APLICADA NA SELAGEM. ANÁLISE PARAMÉTRICA

4.1 – Introdução

Nas secções anteriores concluiu-se da importância da consideração no modelo de cálculo bidimensional das duas forças que simulam o pré-esforço: uma aplicada na parede e uma outra na selagem. Nesta secção procede-se a uma análise paramétrica dos factores que mais influência têm no comportamento de estruturas de contenção ancoradas. O método base para a realização da referida análise é o *F2SB*, ou seja, aquele que considera ambas as forças referidas e que se mostrou mais adequado, de entre os métodos analisados, para reproduzir o comportamento da estrutura. Confrontam-se os resultados obtidos com os que resultam da aplicação do método *FSB*, isto é, do método correspondente ao anterior sem a contribuição da força na selagem.

A análise incide sobre os seguintes aspectos:

- comprimento livre;
- comprimento de selagem;
- nível de pré-esforço;
- espessura do bolbo de selagem;
- rigidez da ancoragem.

Como se verá, na análise da influência da espessura do bolbo de selagem serão utilizados também os métodos *FSP* e *F2SP*.

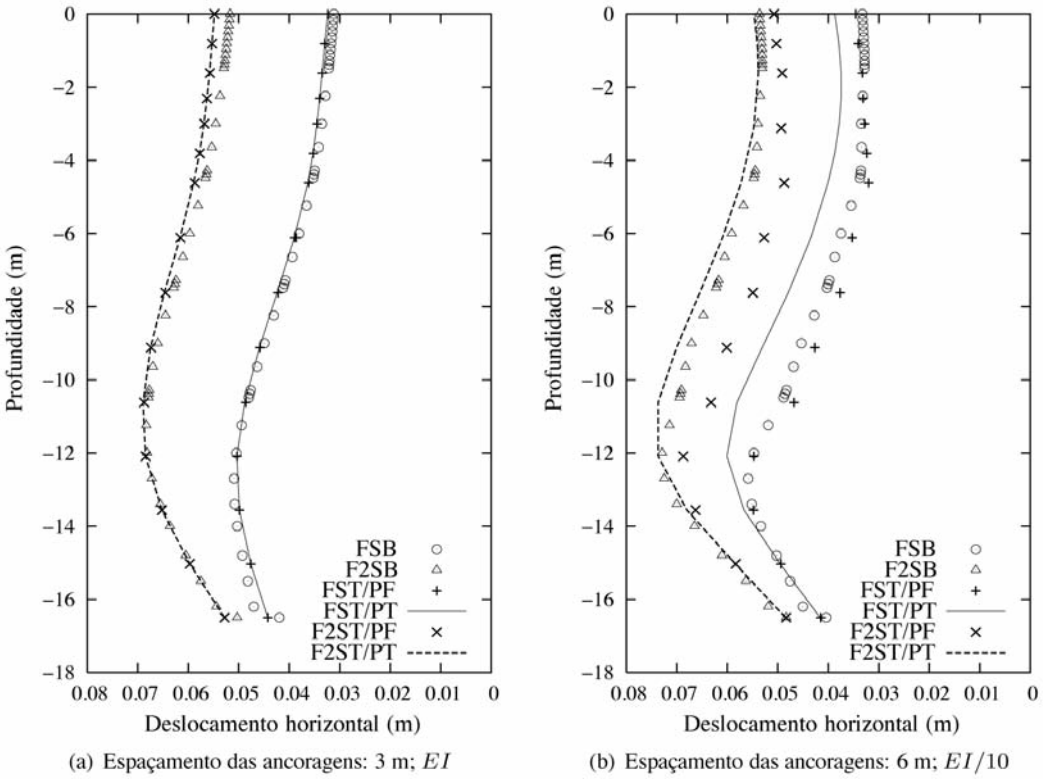


Fig. 9 – Deslocamentos horizontais da parede na última fase de escavação: comparação entre os métodos *FSB* (2D) e *FST* (3D).

4.2 – Apresentação do problema base

A geometria do problema base é idêntica ao caso de estudo apresentado na secção 2. Considerou-se igualmente uma parede de 0,4 m de espessura com as propriedades do betão. As zonas de comprimento livre e de selagem dos quatro níveis de ancoragens têm as propriedades descritas no Quadro 2. Os comprimentos livre e de selagem da situação de referência são, respectivamente, 10 e 6 m. O bolbo foi, na situação de referência, simulado por elementos barra, ou seja, com espessura nula, conforme anteriormente descrito. Consideraram-se quatro tipos de solos diferentes, dois arenosos (solos *C*1 e *C*2) e dois argilosos (solos *D*1 e *D*2). É de notar que os solos *C*2 e *D*2 são mais deformáveis que os solos *C*1 e *D*1, respectivamente.

Considerou-se que os quatro tipos de solo seriam modelados pela utilização do modelo de comportamento *Hardening Soil* disponível no programa de cálculo *Plaxis 2D*, utilizado para efectuar os cálculos necessários à presente análise paramétrica. Consideraram-se os parâmetros que se indicam no Quadro 4 para os quatro solos analisados.

Os parâmetros do solo *C*1 (areia) foram escolhidos com base na proposta de Guedes de Melo (2007) para a formação das areolas da Estefânia (Lisboa), que corresponde a um solo arenoso denso, fortemente sobreconsolidado. Os parâmetros do solo *C*2 correspondem a uma areia solta a medianamente compacta.

Os parâmetros do solo *D*1 correspondem a um solo argiloso rijo, sobreconsolidado, com as características das Argilas e Calcários dos Prazeres (Lisboa). O solo *D*2 corresponde a um material argiloso ligeiramente sobreconsolidado.

Quadro 4 – Características do maciço suportado.

	Solo *C*1	**Solo *C*2**	**Solo *D*1**	**Solo *D*2**
Tipo de solo	**areia**	**areia**	**argila**	**argila**
Comportamento considerado	drenado	drenado	não drenado	não drenado
c' (kPa)	0	0	0	0
ϕ' (°)	41	32	35	28
ψ (°)	8	2	5	0
m	0,5	0,5	0,7	1
K_0	0,8	0,470	0,68	0,7
K_{0nc}	0,344	0,470	0,425	0,531
γ (kN/m³)	20	18	21	21
E_{50}^{ref} (kPa)	9×10^4	$2{,}5 \times 10^4$	$3{,}2180 \times 10^4$	$1{,}5 \times 10^4$
E_{oed}^{ref} (kPa)	9×10^4	$2{,}5 \times 10^4$	$3{,}2180 \times 10^4$	$1{,}5 \times 10^4$
E_{ur}^{ref} (kPa)	$2{,}7 \times 10^5$	$7{,}5 \times 10^4$	$9{,}6540 \times 10^4$	$4{,}5 \times 10^4$
R_f	0,90	0,90	0,95	0,95

As análises correspondentes aos solos *C*1 e *C*2 (arenosos) foram conduzidas em condições drenadas; as análises correspondentes aos solos *D*1 e *D*2 (argilosos) foram conduzidas em condições não drenadas. Todas as análises foram realizadas em tensões efectivas.

Os parâmetros atribuídos ao solo *D*1 basearam-se nos parâmetros em tensões totais obtidos para as formações das Argilas e Calcários dos Prazeres por Moreira *et al.* (2004). Os parâmetros atribuídos, em tensões efectivas, foram tais que o comportamento não drenado seja, tanto quanto possível, equivalente ao que é obtido considerando os parâmetros em tensões totais fornecidos pelos referidos autores.

O pré-esforço das ancoragens foi escolhido por forma a que as suas componentes horizontais equilibrassem o diagrama indicado na Figura 3; o valor de σ foi definido em todos os casos de modo a que os deslocamentos sejam razoáveis. Define-se o parâmetro η por forma a que:

$$\sigma = \eta\gamma H \tag{6}$$

Os valores definidos como referência foram: $\eta_{ref} = 0{,}132$ no caso do solo *C*1; 0,170 no caso do solo *C*2; 0,215 nos casos dos solos *D*1 e *D*2.

As componentes horizontais das forças de pré-esforço consideradas indicam-se no Quadro 5. As características adoptadas para as ancoragens no que respeita aos comprimento livre e de selagem são as resumidas no Quadro 2 e na Figura 3.

4.3 – Análises Efectuadas

As análises realizadas tiveram como objectivo concluir acerca da importância dos vários aspectos anteriormente mencionados na modelação bidimensional de ancoragens: comprimento livre, comprimento de selagem, espessura do bolbo de selagem, nível de pré-esforço e rigidez da ancoragem, resumindo-se no Quadro 6 as variações consideradas. Apresenta-se a **negrito** os parâmetros considerados na situação base. Faz-se notar que os cálculos foram realizados considerando o bolbo de selagem sem espessura (modelação do comprimento de selagem por meio de elementos barra), com excepção dos cálculos para análise da consideração do efeito da espessura do bolbo, em que este foi admitido com 20 cm e 40 cm, através da introdução de elementos planos e, portanto, da utilização dos métodos *FSP* e *F2SP*.

Quadro 5 – Componentes horizontais do pré-esforço.

Nível de ancoragem	Solo *C*1 (kN/m)	Solo *C*2 (kN/m)	Solo *D*1 (kN/m)	Solo *D*2 (kN/m)
1º	26	31	53	53
2º	103	119	205	205
3º	111	129	221	221
4º	214	247	295	295

Quadro 6 – Análise paramétrica: valores dos parâmetros
(indica-se a **[negrito]** os parâmetros da situação base.

Parâmetro analisado	Análise (a)	Análise (b)	Análise (c)	Análise (d)	Análise (e)
Comprimento Livre (m)	5	**[10]**	20	30	–
Comprimento de Selagem (m)	3	**[6]**	12	–	–
Espessura do Bolbo (cm)	**[0]**	20	40	–	–
Nível de Pré-esforço	η_{ref} /2	**[η_{ref}]**	2η_{ref}	–	–
Rigidez da Ancoragem	*EA*/10	*EA*/2	**[*EA*]**	*EA* × 2	*EA* × 10

4.4 – Influência do comprimento livre

Uma das razões pelas quais o comprimento livre é importante, numa estrutura de suporte ancorada, é porque o seu valor condiciona a distância do bolbo de selagem à estrutura de suporte. Esta distância é importante, por um lado, por considerações de estabilidade (ver Figura 10) e, por outro, pelo facto de quanto mais afastado estiver o bolbo de selagem menos significativo será, em princípio, o efeito que terá sobre a estrutura de suporte, em especial se se modelar o efeito da força aplicada na selagem.

É este último aspecto que justifica a análise da influência do comprimento livre no presente trabalho. Considerou-se, como foi referido, os valores do comprimento livre de 5, 10, 20 e 30 m. O valor de 5 m de comprimento livre corresponde ao mínimo correntemente utilizado.

As Figuras 11 a 14 exibem os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos da superfície do maciço suportado face à variação do comprimento livre para os quatro solos referidos e para os métodos *F2SB* e *FSB*.

A análise destas figuras permite concluir que:

- há uma influência muito significativa do comprimento livre nos deslocamentos da estrutura de suporte e do terreno suportado, no caso do método *F2SB*;
- esta influência não se manifesta, praticamente, no método *FSB*; neste caso, as diferenças entre os diversos cálculos são, sobretudo, dependentes da rigidez; ora sendo a rigidez da ancoragem um aspecto relativamente secundário no comportamento de cortinas ancoradas, as diferenças não são, portanto, muito significativas, o que se confirma pela observação das figuras;
- as diferenças nos deslocamentos são mais significativas nos deslocamentos horizontais da parede do que nos assentamentos da superfície do terreno;
- no caso do menor valor do comprimento livre analisado verifica-se, para o caso do método *F2SB*, deslocamentos substancialmente superiores aos restantes, não só os deslocamentos horizontais da cortina mas também, e especialmente, os assentamentos do terreno suportado; tais assentamentos, especialmente observáveis nos casos dos solos *C*1, *C*2 e *D*2, são prova-

velmente justificados pelo facto de o bolbo de selagem do primeiro nível de ancoragens ser, neste caso, bastante superficial; podem, no entanto, indiciar um muito inicial problema de estabilidade global, conforme se poderá compreender da análise da Figura 10;

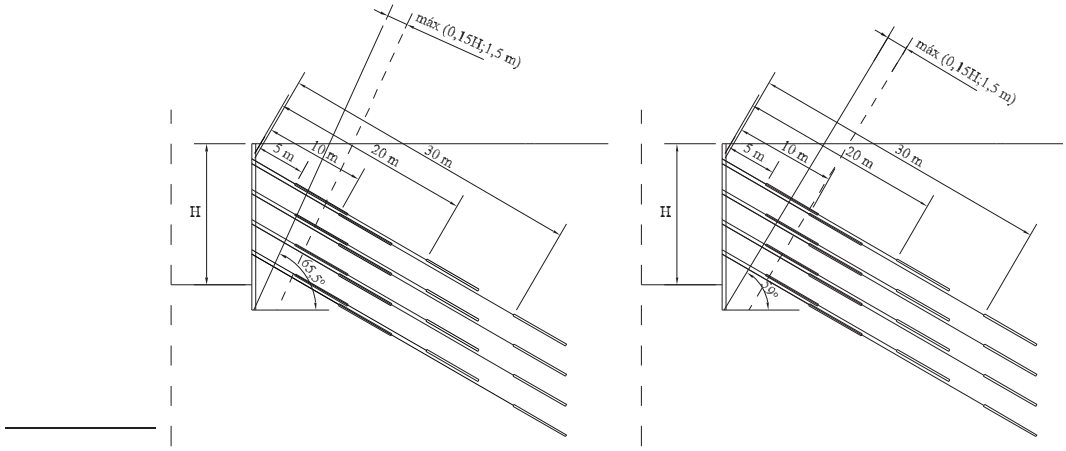


Fig. 10 – Localização dos bolbos de selagem para os cálculos realizados; as cunhas de solo indicadas fazem um ângulo de 45º + $\phi'/2$ com a horizontal e correspondem aos solos com maior (à esquerda) e menor (à direita) ângulos de resistência ao corte, respectivamente solos *C*1 e *D*2.

- os deslocamentos obtidos para o método *F2SB* são superiores aos do método *FSB*, tal como anteriormente se verificou; no entanto, conforme se pode concluir da análise das figuras, os deslocamentos obtidos do método *F2SB* são, normalmente, tanto maiores quanto menor é o comprimento livre e, portanto, quanto mais próximo da cortina se localizar o comprimento de selagem; faz-se, no entanto, notar que se verifica o oposto no caso do método *FSB*, o que se justifica por, neste método, um menor comprimento de selagem significar, simplesmente, uma maior rigidez; este comportamento foi igualmente observado por Matos Fernandes (1983);
- o que se referiu no ponto anterior pode observar-se em maior detalhe na Figura 15; nesta figura pode verificar-se que os deslocamentos do método *FSB* são crescentes (mesmo que, em alguns casos, muito ligeiramente) com o comprimento livre, o que traduz o facto de maior comprimento livre implicar menor rigidez da ancoragem; no caso dos resultados do método *F2SB* verifica-se, numa análise simples, o oposto, ou seja, maiores deslocamentos para os casos de menores comprimentos livres; uma análise mais rigorosa, no entanto, mostra que, por exemplo, no caso do solo *C*2 este efeito se verifica apenas para comprimentos livres infe - riores a 20 m; para o caso de comprimento livre de 30 m verifica-se que a influência volta a ser a contrária; trata-se, na realidade, de dois efeitos contraditórios: por um lado, tal como no método *FSB*, maior comprimento livre implica menor rigidez e, portanto, maiores deslo - camentos; por outro, maior comprimento livre implica maior distância do bolbo de selagem à parede e, portanto, menor deslocamento desta devido ao pré-esforço; este último aspecto é, como se observa na Figura 15, dominante; note-se ainda que o aumento do comprimento livre reduz o deslocamento na zona de selagem induzido pela escavação; trata-se, contudo, de algo comum aos métodos *F2SB* e *FSB*;
- os deslocamentos do método *F2SB* parecem tender para aqueles que se obtêm no método *FSB* quando aumenta o comprimento livre; a razão para este comportamento é simples de

compreender: para os maiores comprimentos livres a força de pré-esforço aplicada na selagem está mais afastada da parede e, portanto, não exerce efeito nesta, do que resulta que os deslocamentos quando a força é considerada e quando não o é tendem a ser idênticos.

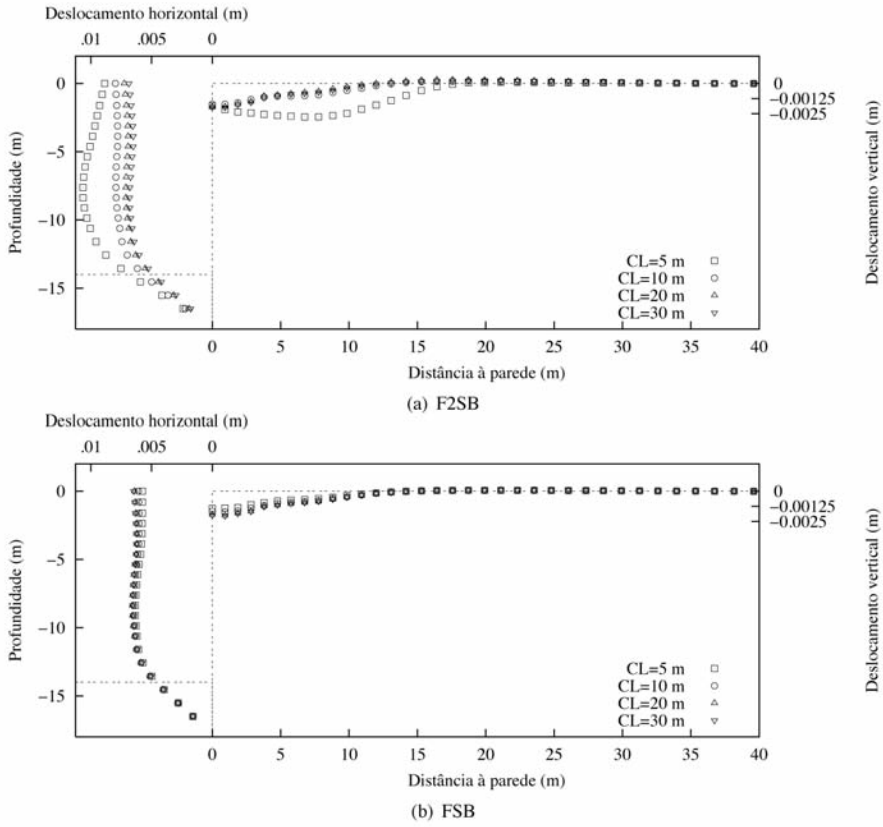


Fig. 11 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação do comprimento livre para o caso do solo *C*1.

As Figuras 16 e 17 traduzem as variações de força que ocorrem em cada nível de ancoragem quando o comprimento livre experimenta as variações analisadas para os casos dos solos mais deformáveis (*C*2 e *D*2). Observa-se que, tal como esperado, o aumento do comprimento livre conduz a uma diminuição das variações de força nas ancoragens. A análise das referidas figuras permite ainda constatar que:

- as variações de força não são significativamente diferentes no caso dos métodos *F2SB* e *FSB*; com efeito, as variações de força não são influenciadas pela aplicação (ou não) da força na selagem;
- as variações de força nas ancoragens para comprimentos livres de 10 m e superiores mantêm-se em níveis razoáveis; a excepção será o caso do solo *C*2 em que as variações de força atingem 35%; no caso dos comprimentos livres de 5 m as variações de força são mais elevadas, atingindo no caso indicado, 45%;
- as variações de força são mais significativas no caso dos solos arenosos (*C*2 e também *C*1, cujos resultados não são apresentados) do que nos argilosos (*D2* e também *D1*, cujos resultados não são, igualmente, apresentados).

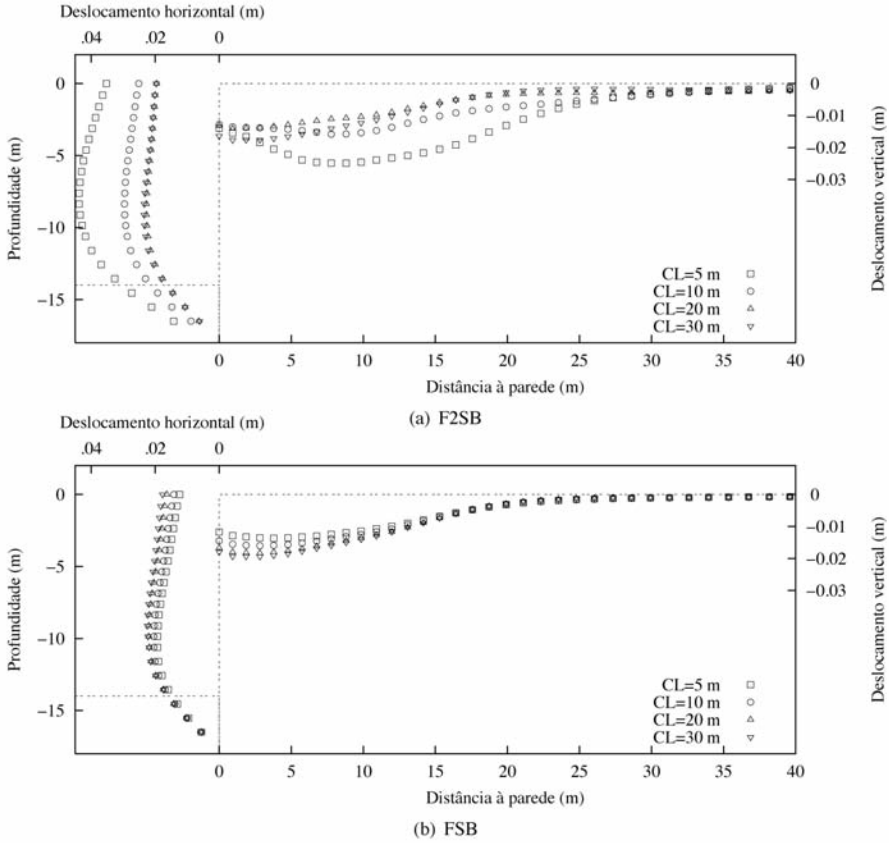


Fig. 12 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação do comprimento livre para o caso do solo *C*2.

A pouca influência que a escolha do método tem nas variações de força nas ancoragens é, aliás, transversal na análise paramétrica que se realiza neste trabalho; por esse motivo, opta-se por, nas secções seguintes, omitir a sua representação.

4.5 – Influência do comprimento de selagem

O caso base e os cálculos anteriormente apresentados consideraram que o comprimento de selagem era igual a 6 m. Nesta secção procede-se à análise do efeito da alteração deste comprimento de selagem, tendo-se realizado cálculos com metade deste valor e com o dobro. A Figura 18(b) é um exemplo do tipo de resultados obtidos, ou seja, verificou-se que os deslocamentos eram coincidentes.

Os resultados das análises realizadas mostraram que o comprimento de selagem, tal como considerado, não tem, praticamente, efeito nos deslocamentos e nas variações de força das ancoragens. Com efeito, para a maior parte dos cálculos realizados, não se verificou, quer para o método *FSB* quer para o método *F2SB* diferenças significativas dos deslocamentos obtidos.

O caso em que se verificaram maiores diferenças é o do método *F2SB*, para o solo *C*2. A Figura 18 inclui os resultados dos deslocamentos obtidos para este caso.

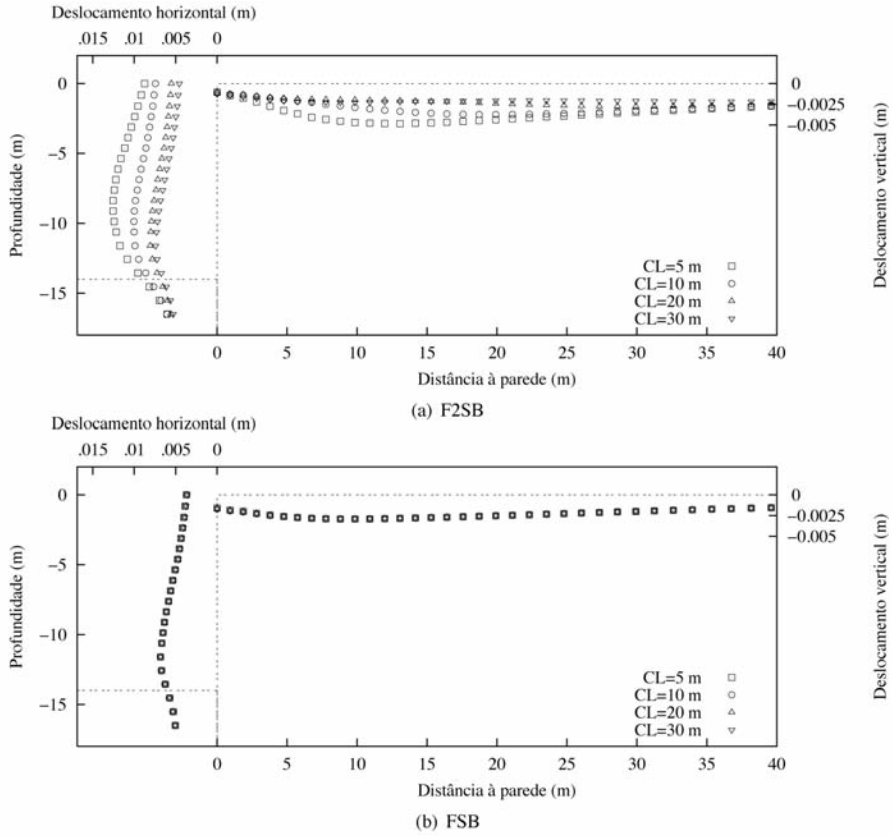


Fig. 13 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação do comprimento livre para o caso do solo *D*1.

A ausência de efeito significativo do comprimento de selagem nos resultados pode justificar-se se os comprimentos considerados forem substancialmente superiores aos necessários ou se a análise realizada não os considerar de forma adequada. Com efeito, um comprimento de selagem de 3 m é consideravelmente inferior ao comprimento que seria necessário para uma ancoragem real, com uma força de pré-esforço adequada; no entanto, a forma (bidimensional) como o problema é modelado confere à selagem um comportamento (resistência e rigidez) superiores aos reais, pelo facto de, conforme se referiu anteriormente, se modelar a selagem em estado plano de deformação como se se tratasse de uma placa. Não é, assim, possível traduzir de forma bidimensional um pro - blema que é, sobretudo, tridimensional.

Apesar disso, no caso a que a Figura 18 diz respeito, alguma influência se verificou existir. Essa influência é compreensível e razoável, como interpretação da forma como as ancoragens estão a ser modeladas. Mas não traduz o problema real. Com efeito, crê-se que no problema real (ou na sua modelação tridimensional) uma alteração do comprimento da selagem de 6 m para 3 m teria, mesmo nos outros casos, influência muito significativa nos deslocamentos e nas variações de força nas ancoragens.

A Figura 19 mostra os resultados obtidos para os níveis de tensão na última fase de cálculo para dois dos solos considerados (*C*1 e *C*2) e para os valores extremos do comprimento de selagem considerado: 3 m e 12 m. A análise desta figura permite concluir que não há diferenças significati -

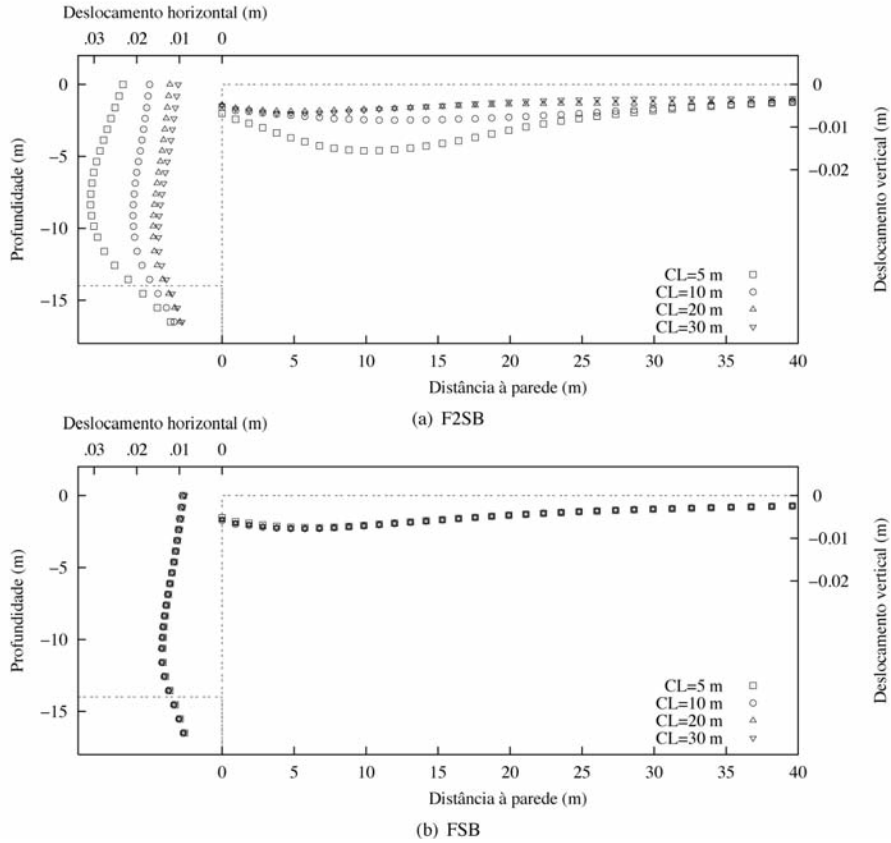


Fig. 14 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação do comprimento livre para o caso do solo *D*2.

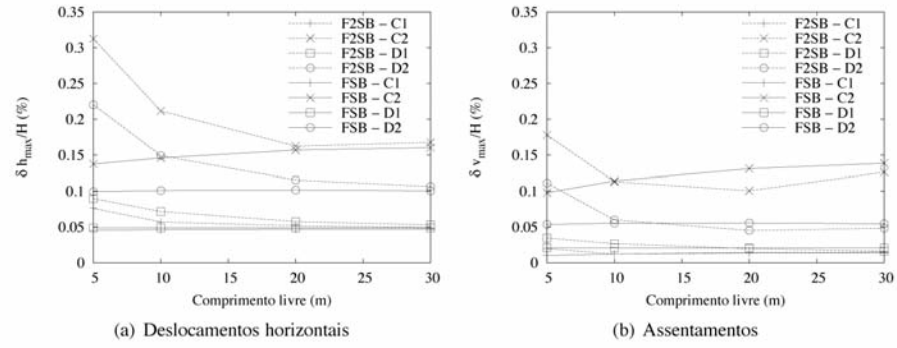


Fig. 15 – Relações $\delta h_{max}/H$ e $\delta v_{max}/H$ obtidas dos cálculos realizados para avaliação da influência do comprimento livre; δh_{max} e δv_{max} são, respectivamente, os valores máximos do deslocamento horizontal da cortina e do assentamento do terreno suportado.

vas nos níveis de tensão para os dois comprimentos de selagem no caso do solo *C*1. Tal é compatível, portanto, com o facto de os deslocamentos determinados para esta situação serem mui - to semelhantes. Quanto ao solo *C*2, no entanto, verifica-se que os níveis de tensão são muito mais

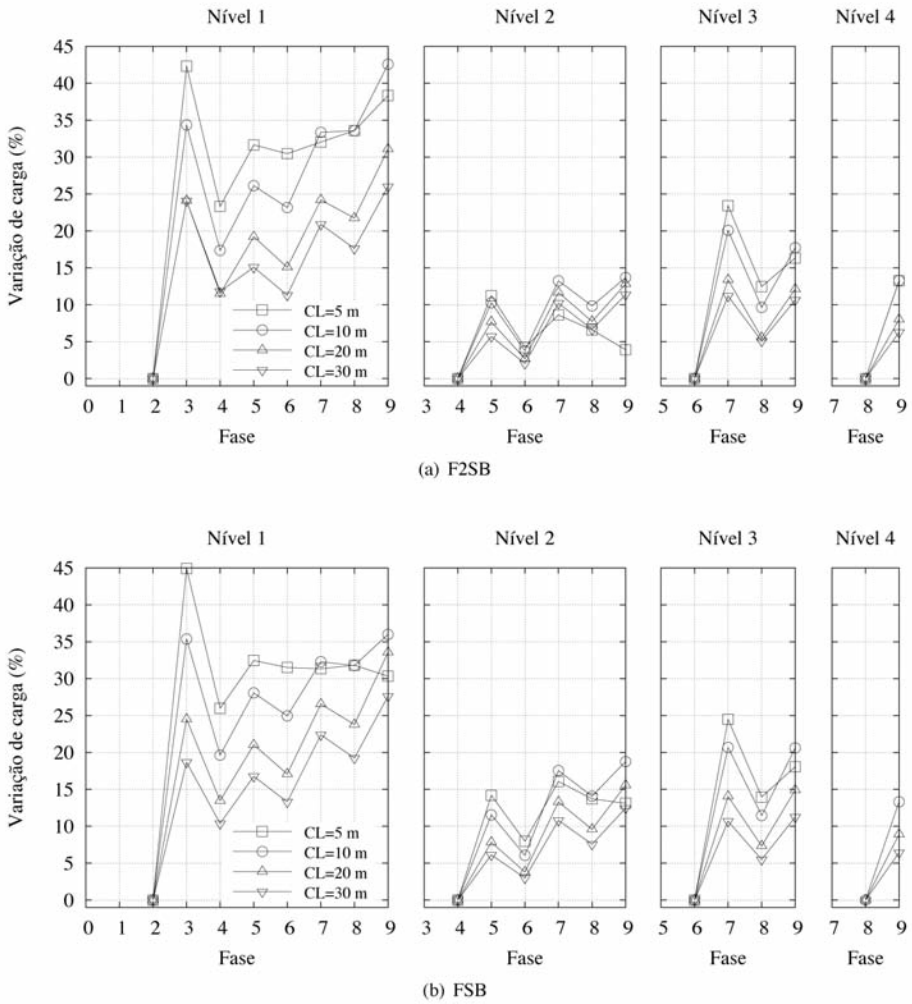


Fig. 16 – Variação de força das ancoragens em resultado da variação do comprimento livre para o caso do solo *C*2.

claramente diferentes, apesar de a sua ordem de grandeza não ser, claro, completamente alterada. As maiores diferenças observadas no caso deste solo justificam, assim, as diferenças nos desloca - mentos que se referiram anteriormente.

4.6 – Influência do nível de pré-esforço das ancoragens

O nível de pré-esforço das ancoragens aplicado nos casos anteriormente analisados foi o traduzido pela Figura 3 e pelos valores de η de referência (equação 6), η_{ref}, que correspondem às forças indicadas no Quadro 5. Nesta secção estuda-se a influência do nível de pré-esforço: para além dos casos base anteriormente analisados, apresenta-se os resultados obtidos para outros dois níveis de pré-esforço, correspondentes a metade ($0{,}5\,\eta_{ref}$) e ao dobro ($2\eta_{ref}$) do do caso base.

As Figuras 20 e 21 mostram os resultados dos deslocamentos obtidos para os níveis de pré-esforço considerados e para os solos *C*1 e *C*2.

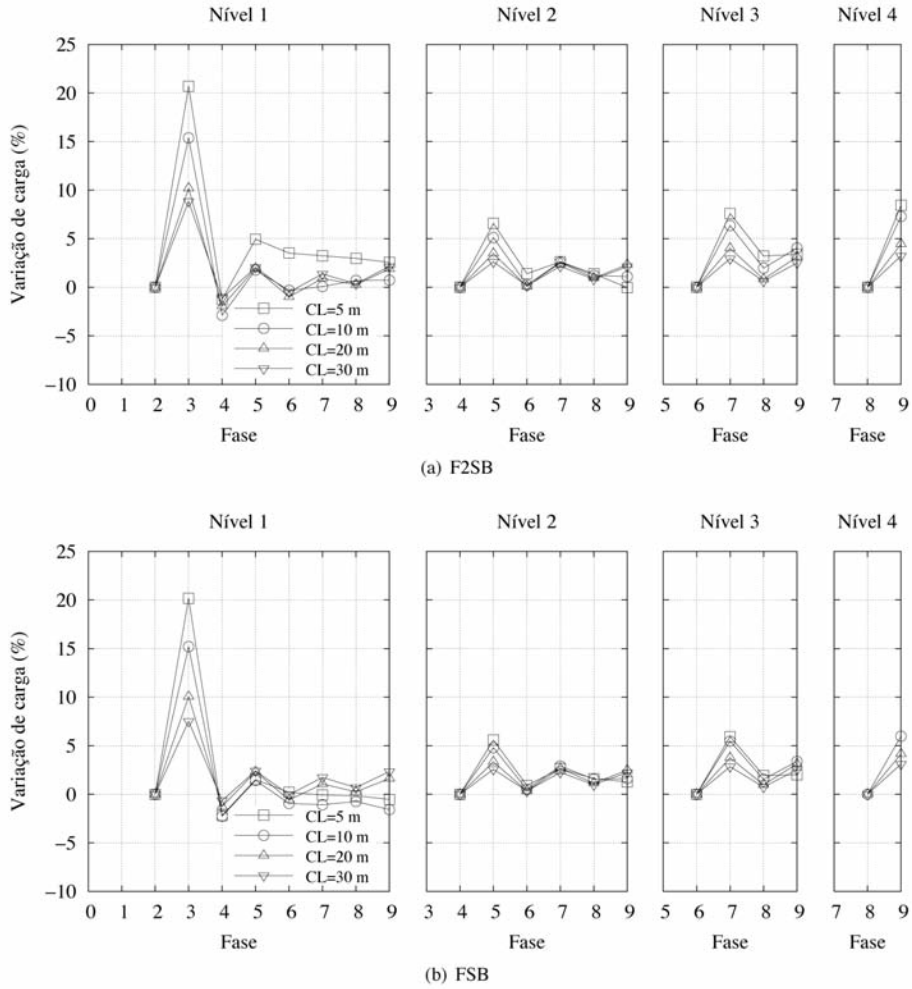


Fig. 17 – Variação de força das ancoragens em resultado da variação do comprimento livre para o caso do solo *D*2.

A análise das figuras permite constatar que:

- o efeito do nível de pré-esforço é bem evidente: os deslocamentos são significativamente afectados, conforme seria de esperar; em particular, quando o nível de pré-esforço é muito baixo, os deslocamentos podem assumir valores muito significativos, em especial no caso dos solos mais deformáveis;
- a importância da aplicação da força na selagem (método *F2SB*) é muito mais significativa no caso de níveis de pré-esforço mais elevados; quando o nível de pré-esforço é baixo, o aspecto condicionante do comportamento da escavação é esse, pelo que a aplicação ou não da força na selagem é menos importante, podendo observar-se que, para esta situação, os deslocamentos obtidos dos métodos *F2SB* e *FSB* são bastante semelhantes; pelo contrário, quando o nível de pré-esforço é elevado, o facto de a força estar ou não aplicada na selagem condiciona os resultados obtidos;
- este efeito pode verificar-se igualmente da observação da Figura 22.

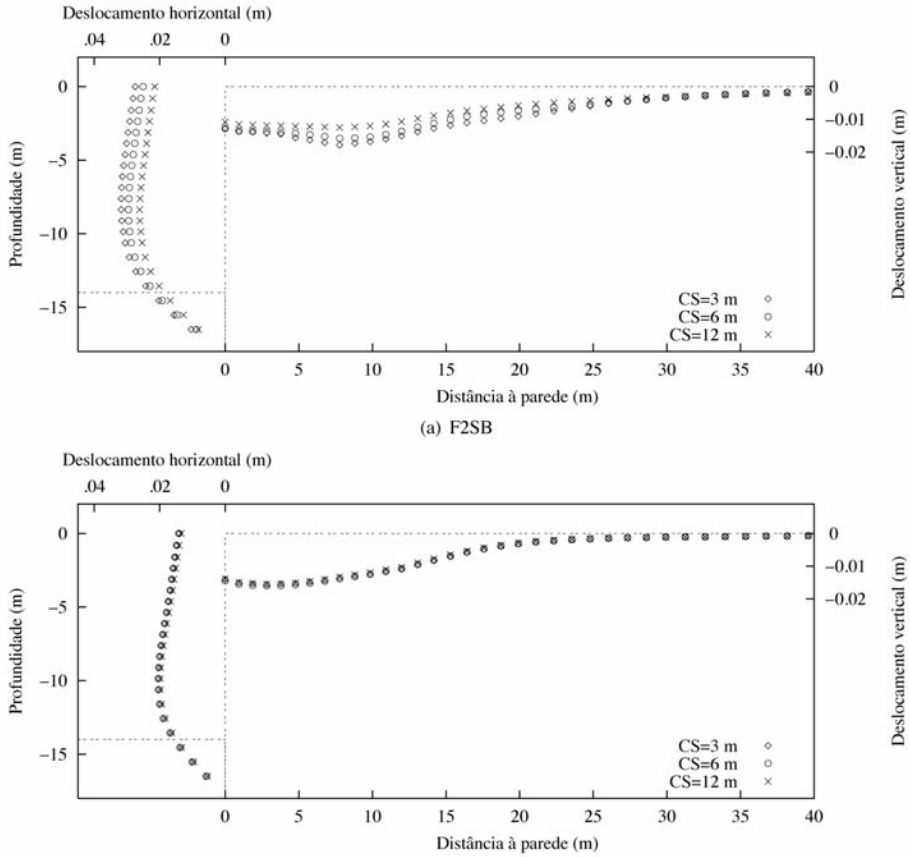


Fig. 18 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação do comprimento de selagem para o caso do solo *C*2.

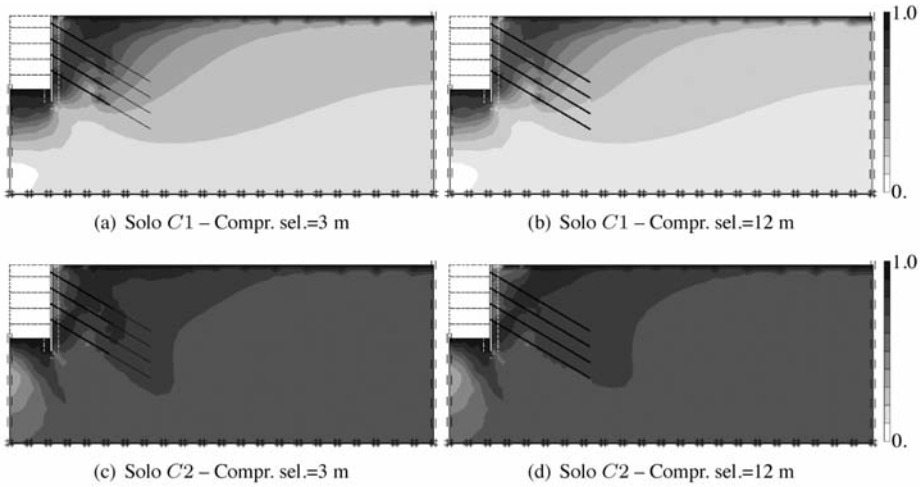


Fig. 19 – Níveis de tensão na última fase de cálculo, para os solos *C*1 e *C*2: influência do comprimento de selagem.

Conclusões análogas poderiam ser tiradas dos resultados dos deslocamentos nos casos dos solos *D*1 e *D*2, que não são apresentados.

4.7 – Influência da espessura do bolbo de selagem

A espessura do bolbo de selagem foi, nas análises apresentadas, considerada nula. Aliás, é esse o princípio subjacente aos métodos que têm sido usados na presente secção (*FSB* e *F2SB*), em que a selagem é representada por uma barra. A selagem real, no entanto, possui um diâmetro que poderá ser da ordem de 20 cm. Nos métodos em que não seja aplicada a força de pré-esforço na selagem, a consideração do seu diâmetro deverá ser um aspecto secundário, dado que as forças que nele ficam aplicadas serão, apenas, as provenientes das alterações de força nas ancoragens. No entanto, nos métodos em que são aplicadas forças de pré-esforço nas selagens, o efeito do diâmetro do bolbo poderá ser significativo.

Na modelação bidimensional, no entanto, a consideração do "diâmetro" do bolbo traduz-se, na realidade, na consideração de uma "espessura"; o método em causa, portanto, possui a desvantagem já amplamente abordada de a selagem (e, agora, a sua espessura) ser modelada como se se tratasse de uma laje e não com a forma cilíndrica mais correspondente à realidade. Trata-se, assim, dos métodos *FSP* e *F2SP*.

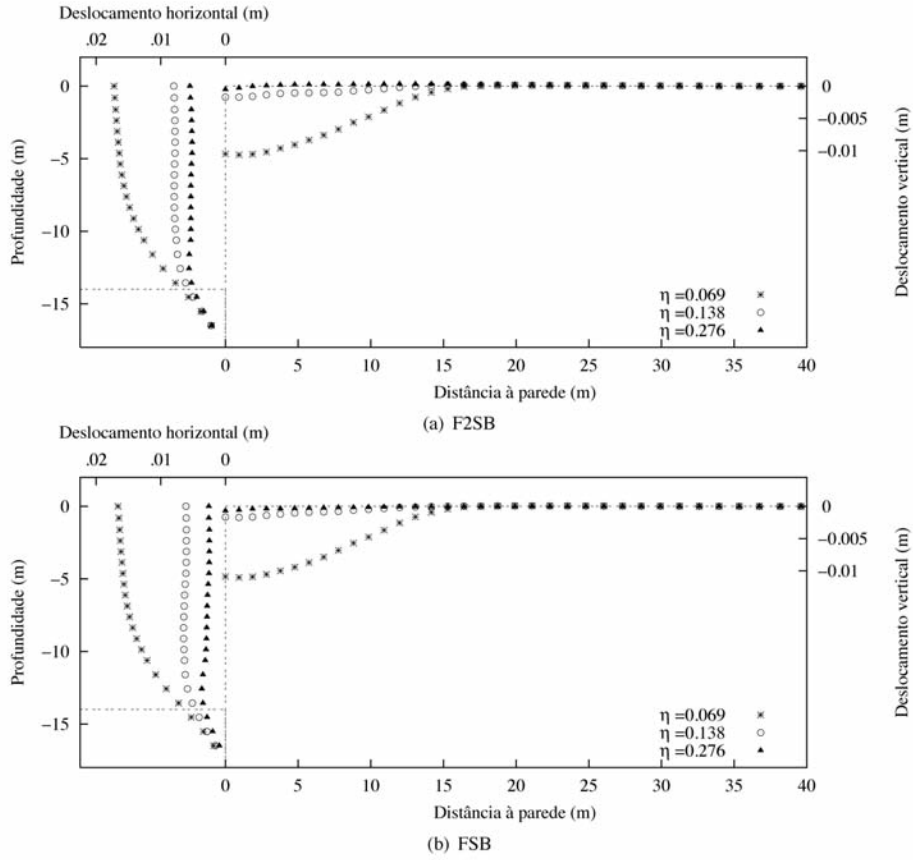


Fig. 20 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação do nível de pré-esforço para o caso do solo *C*1.

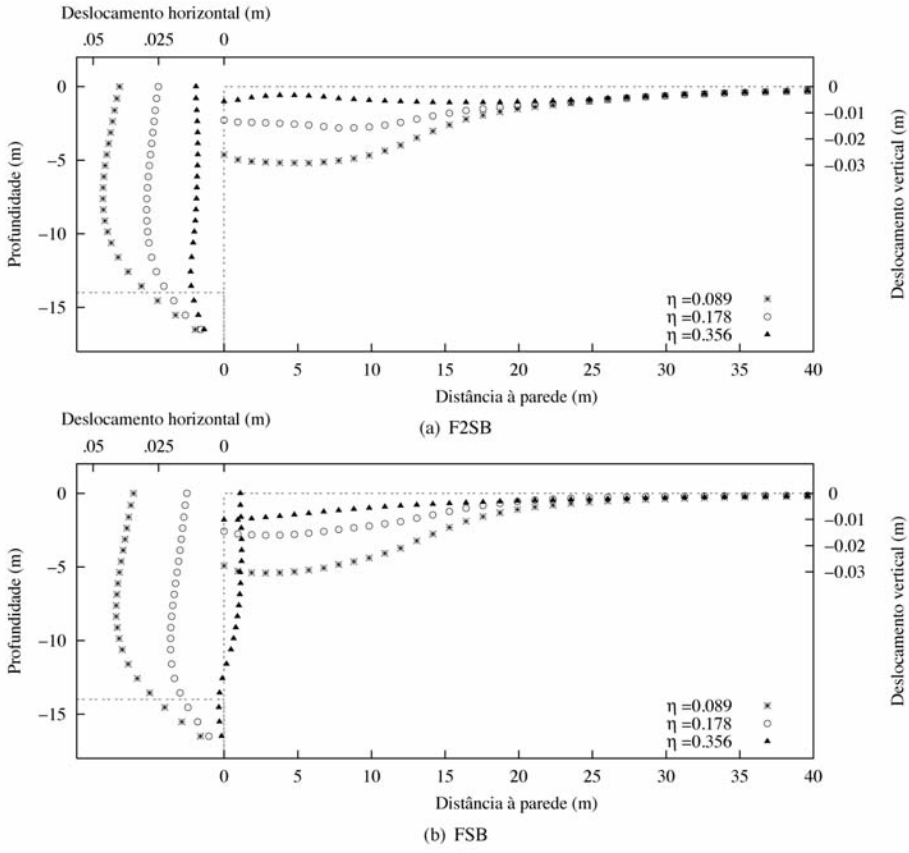


Fig. 21 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação do nível de pré-esforço para o caso do solo *C*2.

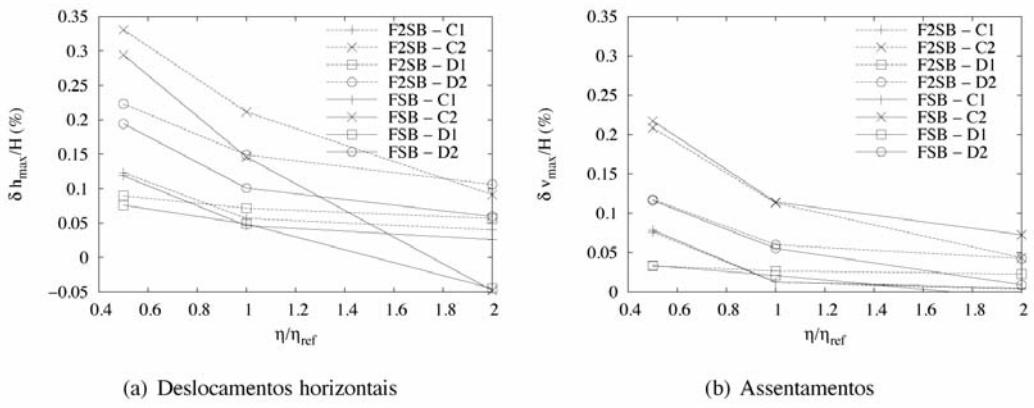


Fig. 22 – Relações $\delta h_{max}/H$ e $\delta v_{max}/H$ obtidas dos cálculos realizados para avaliação da influência do nível de pré-esforço.

Para uma mais correcta consideração da espessura talvez fosse mais adequado considerar uma espessura média, isto é, considerar a espessura equivalente da "laje", tendo em atenção o diâmetro real da selagem e o espaçamento das ancoragens. No entanto, tratando-se apenas de avaliar a importância da consideração desta grandeza nos métodos em que se aplica a força na selagem face aos métodos em que essa força não é aplicada, decidiu-se considerar dois valores significativos: 20 cm e 40 cm.

Os resultados obtidos das análises realizadas mostraram que a variação da espessura da selagem não tem influência significativa nos resultados dos deslocamentos do maciço: existe alguma influência, que se traduz, no caso do método *F2SB*, em deslocamentos ligeiramente menores quando a espessura é considerada, mas essa influência é muito ligeira. A Figura 23 é típica dos resultados obtidos: deslocamentos praticamente coincidentes nos métodos em que não é aplicada a força de pré-esforço na selagem e as pequenas variações já referidas nos métodos em que tal força é aplicada.

A razão para este comportamento é simples de compreender: no caso dos métodos em que a força de pré-esforço não é aplicada à selagem, as forças nela instaladas são muito pequenas e, portanto, não afectam os resultados. No outro caso, em que tal força é aplicada, os deslocamentos são ligeiramente superiores para a situação em que a espessura é nula, dado o carácter pontual das forças que resultam aplicadas ao maciço.

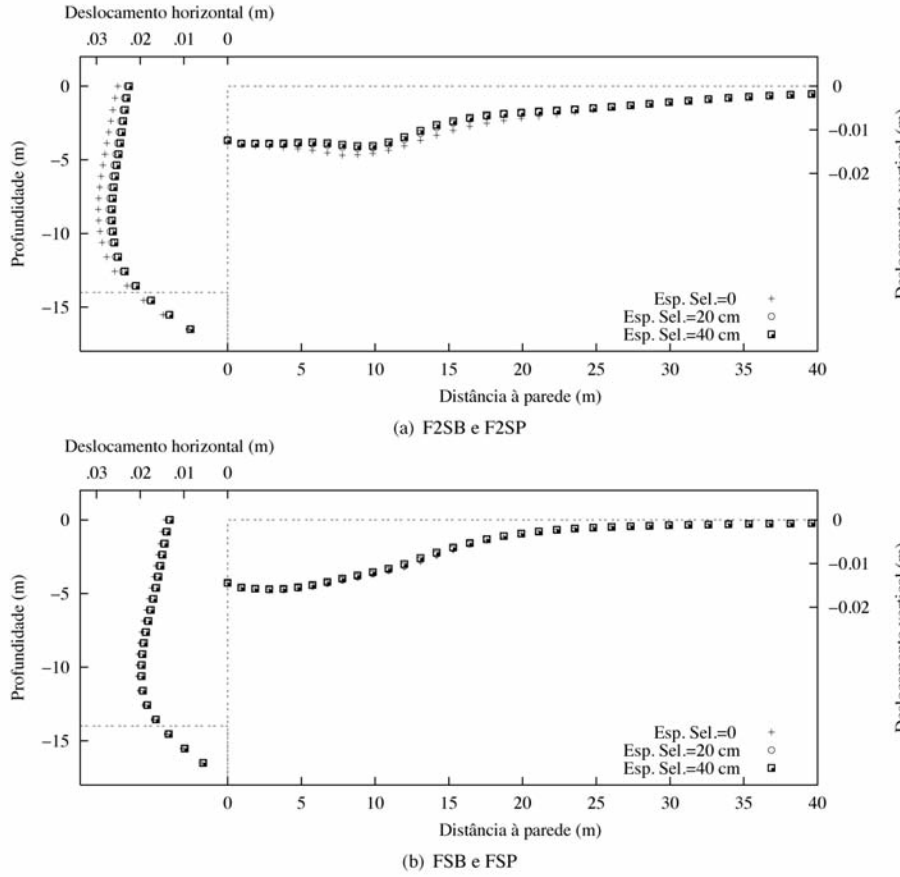


Fig. 23 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação da espessura da selagem para o caso do solo *C*2.

No que respeita às variações de força nas ancoragens, de que não se apresenta resultados, não se verifica, praticamente, qualquer efeito.

4.8 – Influência da rigidez da ancoragem

A rigidez *EA* do comprimento livre que tem sido considerada nos cálculos anteriormente apresentados é a que consta do Quadro 2. Nesta secção analisa-se o efeito da alteração desta grandeza através de quatro análises complementares para cada solo. Considerou-se, assim, relativamente ao valor de referência EA, os seguintes valores: *EA/10, EA/2, 2EA* e *10EA*.

As Figuras 24 e 25 apresentam os resultados obtidos para os deslocamentos horizontais da parede e para os assentamentos do terreno suportado, nos casos dos solos *C*2 e *D*2. No caso dos deslocamentos do solo *D*2 a figura apresenta apenas o caso base, de referência, e os dois extremos, dado o facto de os deslocamentos obtidos serem muito semelhantes.

A análise desta figura permite constatar que o efeito da rigidez do comprimento livre da ancoragem é muito semelhante nos casos dos métodos *F2SB* e *FSB*. Os deslocamentos obtidos são claramente diferentes num e noutro método e são influenciados, como seria de esperar, pela rigidez do comprimento livre. No entanto, essa influência aparenta traduzir-se da mesma forma nos dois métodos.

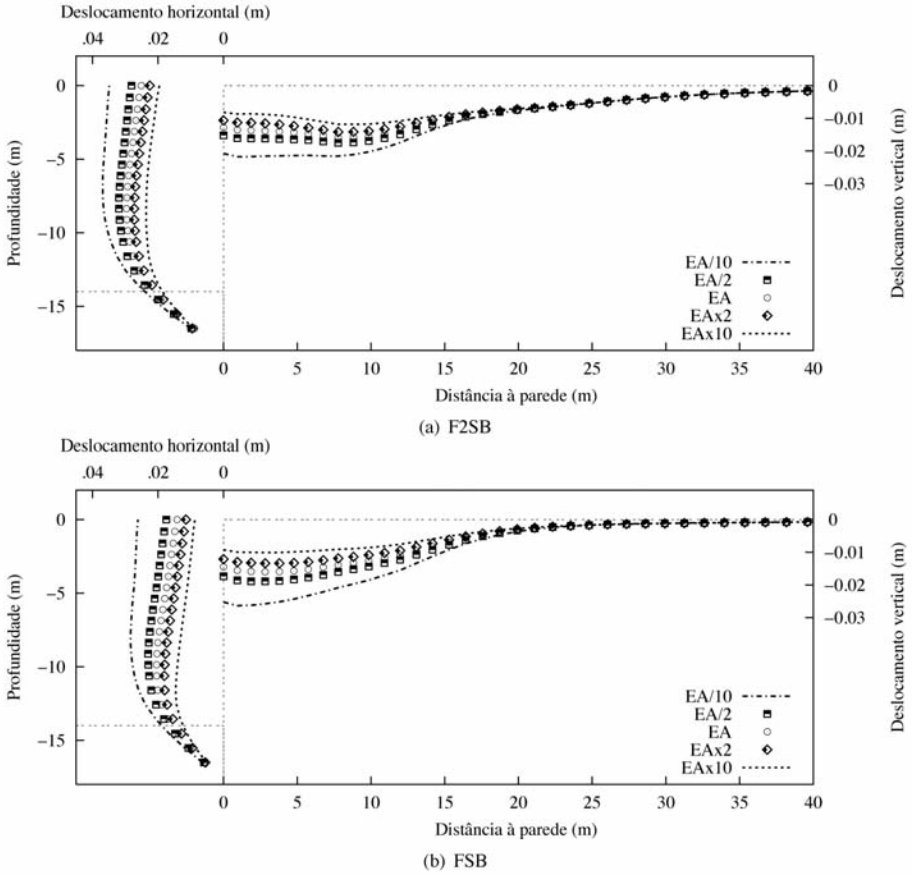


Fig. 24 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação da rigidez da ancoragem para o caso do solo *C*2.

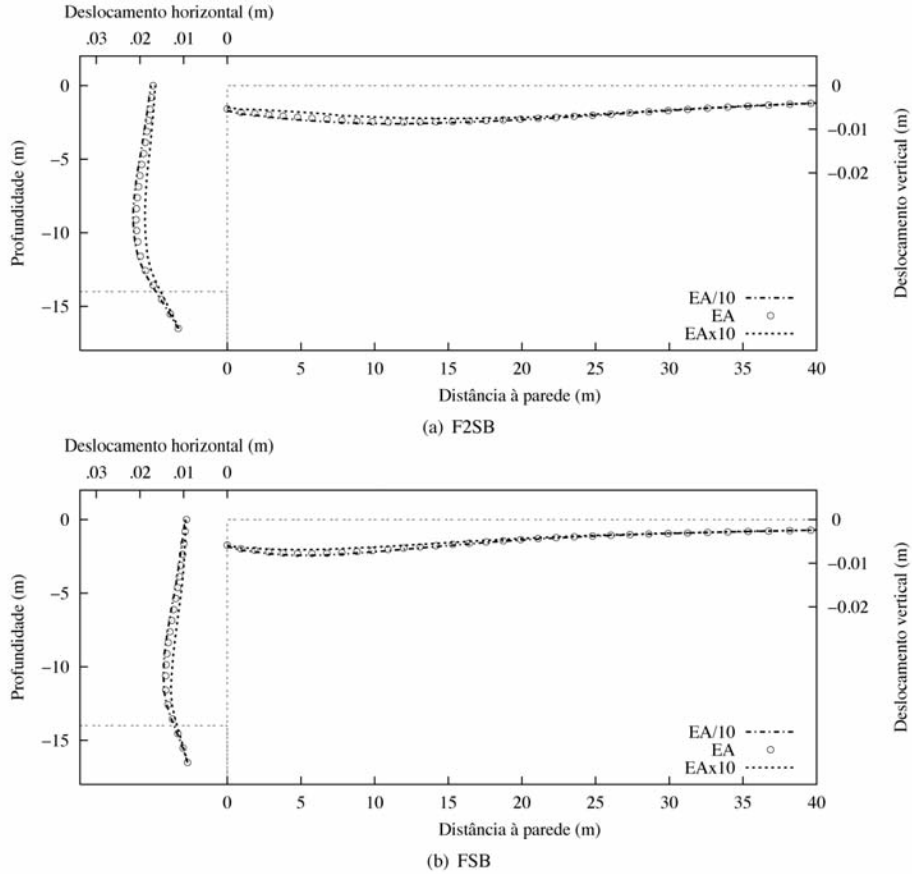


Fig. 25 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície do maciço suportado em resultado da variação da rigidez da ancoragem para o caso do solo *D*2.

5 – CONCLUSÕES

Estudos anteriores mostraram a importância da consideração da força de pré-esforço na selagem, na modelação bidimensional de ancoragens fazendo parte de estruturas de suporte de escavações. Esta importância foi confirmada por análises tridimensionais.

Tendo este aspecto em atenção, comparou-se no presente trabalho os resultados obtidos da modelação de duas metodologias em que se procede à modelação explícita da selagem: numa, simulou-se o pré-esforço apenas pela força aplicada na parede, enquanto na outra se considerou igualmente a força na selagem. Tal comparação foi realizada através de uma análise paramétrica, por forma a mostrar a importância da consideração da força na selagem. Essa análise incidiu sobre o comprimento livre, o comprimento de selagem, o nível de pré-esforço das ancoragens, a espessura do bolbo de selagem e a rigidez das ancoragens.

Os cálculos realizados mostraram a importância desta segunda força, pelo que a adopção destes dois métodos pretende, para além da exploração paramétrica dos resultados obtidos, enfatizar a importância da sua consideração.

Os resultados obtidos permitem concluir que:

- a espessura da selagem não influi, praticamente, nos resultados;
- o comprimento de selagem tem muito pouca influência nos resultados; a sua influência é praticamente inexistente se a força de pré-esforço na selagem não é aplicada;
- a rigidez da ancoragem tem uma influência relativamente pequena nos deslocamentos, excepto no caso do solo arenoso analisado quando os valores dessa rigidez são significativa - mente superiores ou inferiores aos valores base; afecta mais significativamente as variações de força nas ancoragens;
- o comprimento livre tem influência significativa nos resultados:
  – a influência nos deslocamentos é apenas visível no caso do método em que a força de pré-esforço é também aplicada na selagem;
  – o incremento do comprimento livre conduz à diminuição dos deslocamentos, apesar da menor rigidez da ancoragem; tal justifica-se pela maior distância a que está a força aplicada na selagem;
  – as variações de força nas ancoragens são afectadas de forma muito semelhante nos dois métodos (com e sem a força de pré-esforço aplicada na selagem): maiores comprimentos livres conduzem a menores variações de força nas ancoragens; o efeito é mais evidente nos solos arenosos;
- o nível de pré-esforço das ancoragens tem influência significativa nos resultados; os efeitos são observáveis nos dois métodos, mas as diferenças entre os resultados são tanto maiores quanto maior é o nível de pré-esforço.

Pode, assim, afirmar-se que os efeitos dos parâmetros relacionados com a geometria da selagem – comprimento e espessura – são praticamente inexistentes nos cálculos realizados. Crê-se que estes resultados correspondem apenas ao que é obtido no modelo e não propriamente ao real efeito que tais parâmetros teriam no comportamento das ancoragens. Julga-se, assim, que a alteração do comprimento ou da espessura do bolbo numa situação real teria consequências bem mais significativas do que as que foram obtidas. Trata-se, efectivamente, da consequência da incapacidade que modelos bidimensionais têm para reproduzir um comportamento que é, sobretudo, tridimensional.

A rigidez das ancoragens e o nível de pré-esforço têm alguns efeitos no comportamento da cortina que são observáveis do mesmo modo quer se considere a força de pré-esforço aplicada na selagem quer esta força não seja considerada. No caso do nível de pré-esforço observou-se, como seria de esperar, que a diferença entre as duas metodologias analisadas é tanto menor quanto menor é o valor do pré-esforço.

A influência do comprimento livre é muito significativa nos métodos em que a força na sela - gem é aplicada mas é muito menor no caso de o pré-esforço ser simulado apenas pela força na parede. O efeito, apesar de em grau bem diferente, é mesmo o oposto.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica.* Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Cardoso, A. J. M. S. (1987). *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada a Escavações; Métodos de Análise e Dimensionamento.* Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universi - dade do Porto.

Clough, G. W. e Tsui, Y. (1974). Performance of tied-back walls in clay. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 100(12), pp. 1259–1273.

Guedes de Melo, P. (2007). Comunicação pessoal.

Guerra, N.M. C. (1993). Paredes de Contenção tipo Berlim. Análise de Efeitos Tridimensionais. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Guerra, N. M. C. (1999). *Mecanismo de Colapso de Cortinas de Contenção Tipo Berlim por Perda de Equilíbrio Vertical.* Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico.

Guerra, N. M. C., Santos Josefino, C., e Matos Fernandes, M. (2007). *Methods of two-dimensional modelling of soil anchors: preliminary results of the application to flexible retaining walls.* Proceedings of the 5th International Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering (Sousa et al., editors), pp. 257–268, Guimarães. Taylor & Francis.

Matos Fernandes, M. A. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento.* Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Mineiro, A. C., Mateus de Brito, J., e Fernandes, J. S. (1981). *Estudo duma parede moldada multi-ancorada.* Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 33, pp. 35–50.

Moreira, C., Almeida e Sousa, J., e Lemos, L. L. (2004). *Túnel do término da estação da Alameda II. Identificação dos parâmetros geotécnicos.* Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 102, pp. 5–32.

Santos Josefino, C., Guerra, N. M. C., e Matos Fernandes, M. (2006). *Modelação bidimensional de ancoragens em escavações suportadas por estruturas de contenção flexíveis.* Em Actas do 10º Congresso Nacional de Geotecnia, volume 2, pp. 389–398, Lisboa. Universidade Nova de Lisboa, Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

MAPEAMENTO DE RISCO À EROSÃO ACELERADA COM USO DE TÉCNICA FUZZY PARA DIRETRIZES DE ORDENAMENTO TERRITORIAL – O CASO DE DESCALVADO – SP

Mapping of Potential Accelerated Erosion Risk Using the Fuzzy Technique for Territorial Ordering Guidelines – The Case of Descalvado, Sp, Brazil

Abimael Cereda Junior*
Reinaldo Lorandi**
Carla Sanchez Fazzari*

RESUMO – A problemática da erosão linear acelerada, principalmente no contexto urbano e regional, há muito é estudada e cartografada, seja em Escolas de Engenharia, Geociências ou Técnicas. Entretanto, com o avanço no uso dos Sistemas de Informações Geográficas, faz-se necessária a superação do modelo booleano e utilização de sistemas fuzzy, como por exemplo, com a técnica AHP (Processo Analítico Hierárquico), para geração dos mapas de propostas ou indicações de zoneamento. Com o uso da AHP, é possível a avaliação e comparação de atributos em níveis diversos, muito importante em estudos de análise ambiental. A utilização desta técnica permitiu a comparação de fatores condicionantes, onde foram atribuídos pesos em função da sua relativa importância na deflagração do processo de erosão acelerada. Foi assim elaborada a Carta de Risco Potencial à Erosão Acelerada do Município de Descalvado – SP, na escala 1:50.000, ferramenta cartográfica esta que permite aos gestores públicos a adoção de medidas criteriosas quando da análise e definição de políticas de uso e ocupação do solo, garantindo a preservação do meio ambiente e a segurança da população já instalada.

ABSTRACT – The problem of accelerated erosion, especially in the urban and regional context, has long been studied and mapped at engineering, geosciences and technical schools. However, with the advance of geographic information systems (GIS), this Boolean model has been superseded by fuzzy logic, through the application of the AHP (analytical hierarchy process) technique, which allows for the creation of maps showing zoning proposals or recommendations with limits that are no longer static. The AHP technique allows one to evaluate and compare attributes on various levels, which is very important in environmental analysis studies. The use of this technique enabled the comparison of conditioning factors, to which were attributed weights as a function of their relative importance in triggering the process of accelerated erosion. A map was then drawn, called the Potential Accelerated Erosion Chart of the Municipality of Descalvado, SP, on a 1:50.000 scale. This cartographic tool enables public administrators to adopt careful measures in their analysis and definition of land use and occupation policies, ensuring the preservation of the environment and the safety of the population already established on the land.

PALAVRAS CHAVE – Erosão, planejamento urbano-ambiental, sistemas de informação geográfica, fuzzy.

KEYWORDS – Erosion, urban-ambiental planning, geographic information system, fuzzy.

* Universidade Federal de São Carlos. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana. Rodovia Washington Luís (SP-310), km 235, São Carlos - São Paulo - Brasil - CEP 13565-905. abimaeljunior@gmail.com

** Universidade Federal de São Carlos. Departamento de Engenharia Civil. Rodovia Washington Luís (SP-310), km 235. São Carlos - São Paulo - Brasil - CEP 13565-905. lorandi@power.ufscar.br

1 – INTRODUÇÃO

A cada dia cresce a preocupação com as conseqüências do processo da erosão linear acelerada - chamada de voçoroca ou boçoroca – que se apresenta como um desafio para os gestores do território, principalmente no Brasil, onde ocorrem ações inadequadas ao uso e ocupação dos solos, como por exemplo, a implantação de um projeto de drenagem sub-dimensionado num conjunto habitacional. Por isso, são essenciais estudos preventivos para corrigir atos negligentes e realizar análises nas regiões com esses tipos de riscos.

Este trabalho relata a metodologia adotada e os resultados obtidos em estudos sobre o grau de risco a erosão acelerada, no município de Descalvado/SP. A escolha do local deve-se a diversos fatores, como o conhecimento prévio de fenômenos erosivos acelerados principalmente pelas condições propícias oferecidas pelos materiais inconsolidados de cobertura, o predomínio de vertentes alongadas, o aumento do lançamento de dejetos diretamente nos mananciais, dentre outros. O tema reflete a importância do manejo conservacionista do solo e do impacto ambiental. O estudo servirá também de base para futuros planos diretores do município e para os projetos de planejamento das bacias hidrográficas no entorno.

O uso do geoprocessamento vem se destacando no êxito da evolução tecnológica nas pesquisas de impacto ambiental, aumentando e melhorando as análises com técnicas de fotointerpretação para diagnósticos e identificações, utilizando o SIG – Sistema de Informações Geográficas, em processos de tratamento das imagens, álgebras de mapas e gerenciamento em geral. Neste estudo utilizou-se o SIG para realizar a análise multicritério, definida como lógica fuzzy, e com base na comparação pareada foi escolhida a técnica de processo analítico hierárquico (Analytical Hierachy Process - AHP).

2 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 – Localização

A área escolhida como objeto de estudo foi o município de Descalvado (SP) que está situado na porção centro-leste do estado de São Paulo, região sudeste do país, entre as coordenadas geográficas de latitudes 21º45’S - 22º00’S e longitudes 47º30’W - 47º45’W. O município possui uma área territorial de aproximadamente 757 km^2 e está distante 242 km da capital do Estado (Moreira, 2002).

Segundo a divisão do Instituto Geográfico e Cartográfico, o município está inserido na Região Administrativa Central do estado de São Paulo. O município mantém a seguinte relação de vizinhança: limita-se ao norte com os municípios Luis Antonio e Santa Rita do Passa Quatro, a leste com Porto Ferreira e Pirassununga, ao sul com Analândia, e a oeste com São Carlos. Tem como principais vias de acesso a SP-215 (Rodovia Dr. Paulo Lauro) e a SP-300 (Rodovia Anhanguera).

2.2 – Clima, Relevo, Vegetação e Hidrografia

De acordo com Mendonça e Danni-Oliveira (2007), o clima na região está inserida no macrotipo climático Clima Tropical Úmido-Seco; subtipo Clima Tropical do Brasil Central sem seca; caracterizado por apresentar chuva em todos os meses do ano, com maior concentração na estação de verão e redução na estação de inverno. No verão as temperaturas são elevadas e, no inverno reduzidas.

No município de Descalvado, a temperatura média anual é de 21,7 ºC, com precipitação média anual em torno de 1.348 mm, estando a área de estudo inserida na unidade morfoestrutural Bacia Sedimentar do Paraná, na unidade morfoescultural do Planalto Ocidental Paulista.

Segundo Ross & Moroz (1997), o Planalto Ocidental Paulista está distribuído em duas unidades: Planalto Residual de São Carlos e Patamares Estruturais de Ribeirão Preto. No Planalto Residual de São Carlos predominam as formas de relevo com colinas de topos convexos e tabulares, onde o nível de fragilidade potencial é de baixo a médio. Já a unidade dos Patamares Estruturais de Ribeirão Preto é composta por colinas amplas e baixas com topos tabulares, onde a fragilidade potencial é muito baixa.

A presença do relevo de "cuestas" na região tem sensível influência no clima local, determinando fortemente o regime pluviométrico e a variação de temperatura.

O relevo predominante no município é de Planalto, com altitude média de 648 m com o ponto culminante no Morro do Descalvado, atingindo aproximadamente 900 m de altitude, segundo dados de Kastein (2007).

O município situa-se sobre Aquífero Sedimentar Guarani, encontrando-se no compartimento médio superior da Bacia do Mogi-Guaçu. Sua rede hidrográfica é composta pelos rios: Pântano, Quilombo, Bonito, Ribeirão Santa Rosa, Ribeirão da Areia Branca e Córrego da Prata.

A vegetação mais comum representa-se por campos cerrados, cerrados e cerradões. Ocorrem atualmente atividades de reflorestamento, cultura de citrus e de cana-de-açúcar, além de ocupação urbana em algumas áreas.

2.3 – Geologia e Pedologia

O mapa da geologia de superfície desse município apresenta as seguintes formações: Corumbataí (siltitos e argilitos), Pirambóia (arenitos siltosos e argilosos), Santa Rita do Passa Quatro (sedimentos recentes arenosos), Pirassununga (arenitos), Botucatu (arenitos), Serra Geral (basaltos), Itaqueri (arenitos), Quaternário (areias, argilas e cascalhos) e Intrusivas Básicas (diabásios) (Kastein, 2007).

A formação Santa Rita do Passa Quatro representa a maior parte da área do município, compreendendo 56% do total, seguida das Intrusivas Básicas que atingem os 17% da área territorial. As outras formações com áreas de abrangências significativas são: formação Serra Geral e Quaternário, com 8% e 6% respectivamente. As demais formações existentes na região completam os 13% da área municipal restantes, segundo Moreira (2002).

O intemperismo das rochas magmáticas e sedimentares distribuídas no território do município de Descalvado favoreceram a ocorrência das seguintes classes de solo: latossolo vermelho escuro, latossolo roxo, latossolo vermelho-amarelo, podzólico vermelho-amarelo (argilossolos), terra roxa estruturada (nitossolos), areias quartzosas profundas (neossolos), solos litólicos (neossolos) e solos hidromórficos (gleissolos) (Moreira, 2002).

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização deste trabalho utilizou-se o banco de dados cartográficos temáticos elaborados por Moreira (2002), na escala 1:50.000, constando a Carta de Classes de Declividade, Mapa de Formações Geológicas de Superfície, Mapa de Materiais Inconsolidados, Carta de Potencial de Escoamento Superficial da qual foram obtidos os cruzamentos de todas as informações, via sobreposição de imagens, utilizando a Lógica Difusa, que expressa o conhecimento da realidade geotécnica, na definição de critérios de análise de múltiplas cartas.

As informações cartográficas e amostrais disponíveis foram organizadas em ambiente de Sistema de Informações Geográficas - SIG, utilizando o software SPRING (INPE) Versão 4.2, conforme Câmara et al. (1996) sob um mesmo banco de dados georreferenciado. A partir do modelo numérico do terreno (MNT) de cada elemento, realizou-se uma operação *fuzzy* que transfor -

mou os valores da grade em valores de 0 a 1. Essa e outras operações foram feitas através de uma linguagem de programação, denominada de LEGAL (Linguagem Espacial para Geoprocessamento Algébrico).

Para a apresentação dos resultados da graduação dos atributos para a área estudada, com base no método de Cook, foi utilizada a tabela da metodologia de Pejon (1992), para a pontuação dos atributos do meio físico.

3.1 – Utilização do Método Fuzzy

Proposta por Lofti A. Zadeh no início de 1960, a lógica *fuzzy* teve as primeiras aplicações datadas de 1974, sendo hoje aplicada nas ciências ambientais, medicina, engenharia e em outras ciências. A lógica ou possibilidade *fuzzy* está contida na categoria de análises algébricas de mapas não cumulativas ou análises lógicas, junto com a simultaneidade Booleana e a probabilidade Bayesiana. Os produtos gerados por essa categoria de análise são mapas integrados, ao invés de mapas fundidos, gerados pela álgebra de mapas cumulativos, segundo Paula & Souza (2007).

Utilizando o método *fuzzy*, as imprecisões caracterizam as classes que podem ter ou não fronteiras bem definidas. Burrough e McDonnell (1998), recomendam a utilização dessas técnicas para tratar de fenômenos ambíguos, vagos ou ambivalentes em modelos matemáticos ou conceituais. Diferentemente da teoria clássica de conjuntos, onde uma função de pertinência é definida como verdadeira ou falsa, ou seja, 0 ou 1, o grau de pertinência do conjunto *fuzzy*, é expresso em termos de escala que varia entre 0 e 1.

Dentre as funções, a função de pertinência para conjuntos *fuzzy*, deve assegurar que o grau de pertinência seja igual a 1,0 no centro do conjunto, e que esteja distribuída de forma adequada das regiões de fronteira até as regiões externas do conjunto onde o valor seria 0. O ponto onde o grau de pertinência é 0,5 é chamado de ponto de crossover.

Escada (1998) afirma que existem várias funções que podem ser utilizadas para determinar o valor de pertinência das bordas do conjunto *fuzzy*, podendo-se citar a linear, a sigmóide e a quadrática, mais comumente utilizadas em SIG.

Os modelos baseados em lógica *fuzzy* permitem maior flexibilidades nas combinações de mapas com pesos, implementados nos Sistemas de Informação Geográfica.

3.2 – Aplicação da Técnica de Processo Analítico Hierárquico (AHP)

Saaty (1991) propõe como técnica para esta atribuição de pesos o chamado AHP – Processo Analítico Hierárquico, que a partir de diferentes pesos para cada variável (estas numéricas), expressa a potencialidade a uma determinada variável estudada. Gomes *et al.* (2004) explica que após a divisão do problema em níveis hierárquicos, o AHP permite determinar de forma clara e pela síntese dos valores dos agentes de decisão uma medida global para cada uma das alternativas, priorizando-as ou classificando-as ao finalizar sua aplicação.

De acordo com Cunha *et al* (2001), o primeiro passo para a aplicação dessa técnica é a elaboração de uma relação de importância relativa entre as evidências. Essa relação é utilizada como dado de entrada em uma matriz de comparação pareada, onde são calculados os autovalores e autovetores da matriz.

Os pesos de cada membro *fuzzy* equivalem, então, aos autovetores da matriz de comparação pareada. Assim, conforme uma escala predeterminada, que vai de 1 a 9, onde o valor 1 equivale à importância igual entre os fatores, foi realizada a comparação.

Com base na comparação, a AHP ponderou todos os critérios e sub-critérios e calculou-se um valor de razão de consistência entre [0-1], com 0 indicando a completa consistência do processo de julgamento.

O método Booleano consiste em se dispor de um conjunto de informações de entrada e de uma metodologia que permitem a descoberta de localizações que satisfazem um conjunto de critérios.

Os dados de saída são representados por um mapa binário onde cada ponto do mapa, satisfaz ou não as condições do modelo.

Segundo Weber e Hasenack (2000), o método AHP é apenas uma das possíveis formas de determinar pesos de variáveis para o processo de agregação das mesmas. Uma ponderação não necessita obrigatoriamente de seu uso, pois os pesos podem ser determinados de várias outras formas, inclusive por atribuição direta com base em conhecimento empírico sobre o assunto. A partir da obtenção dos pesos, eles foram aplicados às variáveis padronizadas para a geração do mapa final de aptidão.

Foram levantados os condicionantes das erosões aceleradas, em função de sua importância como fator predisponente para a eclosão do processo: Declividade, Escoamento Superficial, Geologia e Material Inconsolidado.

Os mapas temáticos gerados foram submetidos ao Processo Analítico Hierárquico (AHP), citado anteriormente, no qual são atribuídos pesos aos mapas, que representam os condicionantes do processo, e também às classes dos mapas, constituindo-se numa soma ponderada, para gerar as cartas correspondentes.

Para gerar as cartas através do Processo Analítico Hierárquico, os vários condicionantes, representados através dos mapas temáticos, foram analisados quanto à sua importância relativa na deflagração do processo e, segundo essa importância, foram calculados os pesos numéricos de cada um deles no processo sob análise.

Segundo Silva (2005), obtido um valor de razão de consistência indicativo de um processo de julgamento adequado, o módulo AHP permite o cálculo do peso que cada informação tem em relação ao aspecto de potencialidade ou restrição analisado.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

O resultado obtido no mapeamento de risco à erosão acelerada do município foi a Carta Preliminar de Risco Potencial à Erosão Acelerada do Município de Descalvado – SP. Para obtenção desta carta adotaram-se como variáveis relevantes no fenômeno da erosão acelerada os seguintes atributos: Declividade, Escoamento Superficial, Geologia de Superfície e Material Inconsolidado.

O Quadro 1 apresenta a matriz de comparação pareada adotada no processo. Esse procedimento é realizado para a obtenção das notas das variáveis de estudo. Para a elaboração desta, foram consultados pesquisadores de formações diversas, como Geografia, Geologia e Engenharia Civil, bem como conhecedores empíricos da área em questão, sempre colocando a pergunta: "para o objeto de estudo, variável *coluna 1 é "importância"* do que a variável coluna 2."

No software SPRING, as importâncias apresentadas são: "Igual" (1), "Um Pouco Melhor" (2), "Algo Melhor" (3), "Moderadamente Melhor" (4), "Melhor" (5), "Bem Melhor" (6), "Muito Melhor" (7), "Criticamente Melhor" (8) e "Absolutamente Melhor" (9).

Quadro 1 – Matriz de Comparação Pareada (Planos de Informação).

Variável	Importância	Variável
Declividade	"Moderadamente Melhor" (4)	Escoamento
Geologia	"Algo Melhor" (3)	Declividade
Geologia	"Criticamente Melhor" (8)	Escoamento
Geologia	"Igual" (1)	Material Inconsolidado
Material Inconsolidado	"Um Pouco Melhor" (2)	Declividade
Material Inconsolidado	"Criticamente Melhor" (8)	Escoamento

Com a comparação pareada concluída, obteve-se razão de consistência de valor 0,008. Segundo Carvalho e Riedel (2005) a soma dos pesos calculados deve ser igual a 1, sendo aconselhável que este valor sempre seja sempre menor que 0,1 (onde quanto mais próximo de 0, mais coerente será o modelo). Os autores também pontuam que esta razão mede a coerência e a consistência das relações de importância consideradas na análise, onde com razão de consistência superior a 0,1, o julgamento dos condicionantes deve ser refeito, por apresentar incoerências.

Também, conforme descreve Câmara *et al.* (2002), de cada matriz de comparação pareada foram extraídos seus autovetores, que correspondem ao grau de importância relativa para cada fator considerado. Os autovetores resultantes da matriz de comparação dos atributos do segundo nível da hierarquia, no caso os PIs, são denominados Notas e os resultantes da matriz de cada conjunto de atributos do terceiro nível, ou seja, as feições mapeadas em cada PI, são chamados de Pesos. No presente trabalho, as notas foram 0,169 para a Declividade, 0,046 para o Escoamento Superficial, 0,413 para a Geologia de Superfície e 0,371 para o Material Inconsolidado (Silva & Nunes, 2009).

Como exposto, após essa etapa foi necessário atribuir pesos às classes temáticas pertencentes às variáveis que foram anteriormente comparadas, atribuindo ao relacionamento um critério de importância, conforme escala pré-definida. A atribuição destes pesos e os critérios de decisão foram definidos a partir do conhecimento dos pesquisadores, portanto, essa relação depende exclusivamente do conhecimento destes, que indicaram o grau de importância relativo entre os critérios comparados. Tais pesos são explicitados no Quadro 2.

Após qualquer alteração nos pesos por parte dos pesquisados, o processo da AHP deve ser executado novamente, para que o mapa final seja atualizado a cada nova modificação.

Neste trabalho, a metodologia AHP foi utilizada como suporte à decisão de atributos ligados à fragilidade dos elementos. A metodologia mostrou-se adequada para a análise da dinâmica dos geossistemas quando incorpora, junto aos componentes do sistema natural, o fator antrópico.

No ambiente do estudo do caso descrito, após a análise de diferentes alternativas, o método AHP, como ferramenta metodológica, mostrou-se adequado ao problema a ser estudado, notadamente pela sua grande utilidade na estruturação do problema decisório, permitindo aos pesquisadores a definição das suas prioridades e escolhas, com base nos seus objetivos, conhecimentos e experiência.

Através de um programa de álgebra de mapas em linguagem LEGAL, foi gerada a Carta Preliminar de Risco Potencial à Erosão Acelerada do Município de Descalvado – SP (Figura 1). O risco potencial a erosão acelerada é classificado de 0,1 a 1, representando 0,1 o menor valor de risco e 1 o maior.

Analisando regionalmente o resultado final, conforme a Figura 1, a área de menor risco à erosão acelerada, (representada pelas classes de 0,1 a 0,3), localiza-se na região sudoeste, próximo aos municípios de São Carlos e Analândia, onde a formação geológica é regular e possui baixo grau de escoamento e declividade.

Outro território com pouco risco situa-se no nordeste do município, trecho estreito e na fron - teira com os municípios de Santa Rita do Passa Quatro e Porto Ferreira, influenciada principalmente pelo material inconsolidado da região. As áreas em destaque com os maiores riscos (0,7, 0,8 e 0,9) predominam em praticamente todo o município. A classe 0,9 se distribui em pequenas partes, porém em todas as regiões, inclusive ao centro próximo a área urbana.

Aprofundando a análise, é possível observar que um grande percentual do espaço territorial do município de Descalvado está classificado como classe 0,9 e 0,8 na escala de distribuição de classes de risco de erosão (8% e 53 % respectivamente) o que significa que 61 % da área do município apresenta um importante potencial à erosão, conforme a Figura 2.

Em face desta realidade podemos sugerir que estas áreas devam ser tratadas ou consideradas como prioritárias na definição de ações e políticas que possam minimizar estes riscos, ou as suas conseqüências, e indicar algumas ações:

- Baseado na Carta de Risco Potencial à Erosão, realizar estudos com o objetivo de definir e elaborar regras de uso e ocupação do solo, compatíveis com cada classe de potencial à erosão;

Quadro 2 – Matriz de Comparação Pareada (Classes Temáticas [Atributos] dos Planos de Informação).

Plano de Informação	Classe Temática (Atributo)	Peso
Declividade	0 – 2 %	0,1
	2 – 5 %	0,2
	5 – 10 %	0,4
	10 – 15 %	0,6
	15 – 20 %	0,8
	> 20 %	1
Escoamento	1	0,1
	2	0,2
	3	0,3
	4	0,4
	5	0,5
	6	0,7
	7	0,9
	8	1,0
Geologia	Quaternário (Q)	0,1
	F Santa Rita PQ	1
	F Pirassununga	1
	F Itaqueri	0,4
	F Serra Geral Basaltos	0,2
	Intrusivas Básicas	0,2
	F Botucatu	0,8
	F Pirambóia	0,7
	F Corumbataí	0,5
Material Inconsolidado	Q	0,1
	FS - RT	1
	FS - R	1
	FPir – RT	1
	FPir – R	1
	FI – R	0,5
	FSG - R	0,2
	FSG - RR	0,2
	FSG - RE	0,2
	IBV - RT	0,3
	IBV - RE	0,2
	FB - RT	0,9
	FB - R	0,8
	FB - RR	0,8
	FB - RE	0,8
	Fpiram - RT	0,8
	Fpiram - R	0,7
	FC - RT	0,5
	FC - R	0,4
	FSR - RE	1

- Identificar e propor medidas de manejo de acordo com o potencial de cada área;
- Rever e analisar os usos e ocupações nas áreas de potencial 0,8;
- Realizar a recuperação de áreas degradadas com potencial entre 0,8 e 0,9;
- Identificar e coibir ações que potencializem o risco de erosão nas áreas consideradas prioritárias (potencial 0,8 e 0,9).

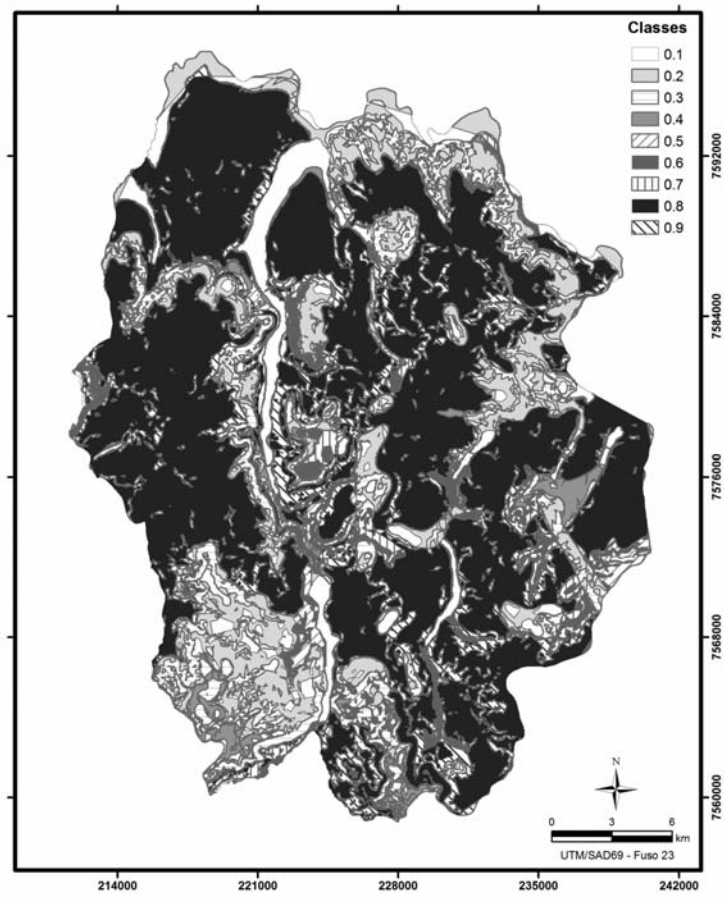


Fig. 1 – Mapa de Risco Potencial à Erosão Acelerada.

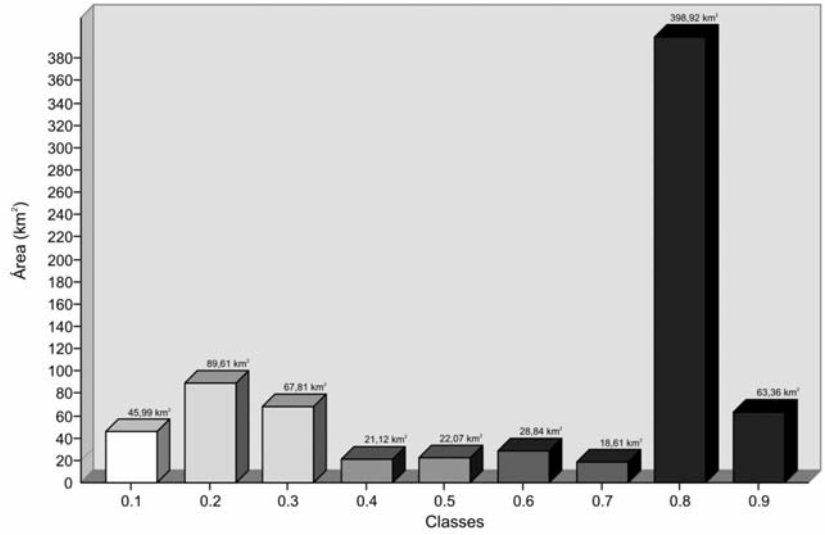


Fig. 2 – Distribuição de Classes de Risco de Erosão.

A importância de ações e estudos como estes, é potencializada ao se considerar consequências como a degradação do meio ambiente e risco à segurança da população que vive em áreas com alto potencial à erosão.

5 – CONCLUSÕES

A elaboração de documentos cartográficos com o objetivo de representar atributos do meio físico, utilizando o método *fuzzy*, permite, de acordo com Silva (2005), a confecção de documentos com representação das formas de distribuição espacial dos atributos, possibilitando uma melhor representação de informações do meio físico que os processos tradicionais fundamentados na lógica booleana.

A técnica AHP (Processo Analítico Hierárquico), aplicada neste estudo, utiliza a metodologia de avaliação e comparação de atributos em níveis diversos, muito importantes em estudos como este de mapeamento geotécnico com ênfase à erosão acelerada.

O uso desta técnica permitiu a comparação de fatores condicionantes, onde foram atribuídos pesos em função da sua relativa importância na deflagração do processo. Esta etapa do processo, de atribuição do grau de importância no relacionamento, depende em parte do conhecimento do pesquisador, o que, para muitos, pode ser classificado como uma limitação da técnica, mas que, neste estudo, permitiu identificar a importância do pesquisador e do conhecimento científico no processo, oferecendo condições de aferições do resultado com a alteração nos pesos e uma nova execução do processo AHP.

O Processo Analítico Hierárquico se apresentou como uma ferramenta metodológica adequada ao estudo e permitiu, aliada ao avanço na utilização de ferramenta de SIG e álgebra de mapas, a elaboração de uma Carta de Risco Potencial à Erosão Acelerada do Município de Descalvado. O resultado obtido se mostrou coerente com a realidade (Moreira, 2002) e a análise desta carta, possibilitou avaliar que o município apresenta uma área de aproximadamente 67% (509,73 km^2) com potencial entre 0,5 e 0,9 de risco à erosão acelerada.

Uma observação cartográfica a ser feita é que por conta do número de classes temáticas totais (nove), a representação utilizando a variável visual valor, segundo os preceitos da semiologia gráfica, não parece adequada a um entendimento completo do objeto de estudo, sendo, quando possível, recomendável a utilização da variável visual cor.

Esta avaliação indica que os estudos devem ser aprofundados permitindo ao gestor público a adoção de medidas criteriosas quando da análise e definição de políticas de uso e ocupação do solo, garantindo a preservação do meio ambiente e a segurança dos habitantes do município.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Burrough, P. A.; McDonnell, R. A. (1998). Principles of Geographical Information Systems. New York: Oxford University Press.

Câmara, G; Souza, R. C. M.; Freitas, U. M., Garrido, J. Spring (1996): Integrating remote sensing and GIS by object-oriented data modeling. *Computers & Graphics,* 20: (3) 395-403.

Câmara, G.; Moreira, F. R.; Barbosa, C.; Almeida Filho, R.; Bönisch, S. (2002). *Técnicas de Inferência Geográfica.* Em: Introdução à Ciência da Geoinformação. Livro online, Divisão de Processamento de Imagens do INPE, São José dos Campos.

Carvalho, C. M.; Riedel, P. S. (2005). *Técnicas de Geoprocessamento Aplicadas ao Estudo da Sus - cetibilidade a Escorregamentos Translacionais nos Entornos dos Polidutos de Cubatão – SP.*

Anais XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Goiânia – PR - Brasil, INPE, p. 2901-2908.

Cunha, E. R. S. P.; Oliveira, M. V.; Silva, F. R. M. (2001). *Utilização da técnica de processo analítico hierárquico (AHP) na avaliação da "favorabilidade" para a prospecção mineral de cromo na região de Pinheiros Altos, município de Piranga, MG, Brasil.* Revista da Escola de Minas, Ouro Preto – MG, 54(2): 127-132.

Escada, M. I. S. (1998). *Aplicação de Técnica Fuzzy em SIG como alternativa para o Zoneamento Ecológico Econômico (ZEE).* Trabalho de Conclusão de Curso, Disciplina Análise Espacial, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais - INPE, São José dos Campos – SP – Brasil, 26p.

Gomes, L. F. A. M.; Araya, M. C. G.; Carignano, C. (2004). Tomada de Decisões em Cenários Complexo. São Paulo: Pioneira Thomson Learning.

Kastein, L. C. A. *Conheça Descalvado.* Disponível em: <http://www.descalvadoonline.com.br/conhecadescalvado/dados.htm> Acessado em: 10 ago. 2007.

Mendonça, F.; Danni-Oliveira, I. M. (2007). *Climatologia:* noções básicas e climas do Brasil. São Paulo: Oficina de Textos. 206p.

Moreira, M. A. A. (2002). *Aplicação de técnicas de geoprocessamento para seleção de áreas de disposição de resíduos sólidos em aterro sanitário – município de Descalvado.* Dissertação (mestrado). Universidade Federal de São Carlos. 114p. + 6 mapas.

Paula, E. M. S.; Souza, M. J. N. (2007). *Lógica Fuzzy como técnica de apoio ao Zoneamento Ambiental.* Anais XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Florianópolis – SC - Brasil, INPE, p. 2979-2984.

Pejon, O. J. (1992). *Mapeamento geotécnico da Folha de Piracicaba-SP (Escala 1:100.000):* estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação de atributos. São Carlos, USP - São Carlos, 2v., 224p. (Tese).

Ross, J.L.S.; Moroz, I.C. (1997). *Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo.* Laboratório Geomorfologia-Depto. Geografia FFLCH-USP/Laboratório de Cartografia Geotécnica-Geologia Aplicada-IPT/FAPESP-Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. 2v, 64p., 2 mapas coloridos. Escala 1:500.000.

Saaty, T. L. (1991) Método de Análise Hierárquica. Rio de Janeiro: Makron Books do Brasil Editora Ltda. e Editora McGraw-Hill do Brasil.

Silva, S. F. (2005). *Zoneamento Geoambiental com Auxílio de Lógica Fuzzy e proposta de um Geoindicador para Caracterização do Meio Físico da Bacia do Rio do Peixe.* Tese de Doutorado Apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2v. 394p.

Silva, C. A; Nunes, F. de P. (2009). Mapeamento Mapeamento de vulnerabilidade ambiental utilizando o método AHP: uma análise integrada para suporte à decisão no município de Pacoti/CE. Anais XIV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Natal, Brasil, p. 5435-5442.

Weber, E.; Hasenack, H. (2000). Avaliação de Áreas para Instalação de Aterro Sanitário Através de Análise em SIG com Classificação Contínua dos Dados. Congresso e Feira para Usuários de Geoprocessamento da América Latina, 6. *Anais...* Salvador/BA. Disponível em: http://www.ecologia.ufrgs.br/labgeo/publicacoes.php. Acesso: 17/07/2009.

COEFICIENTE DE DIFUSÃO DE NITRATO E POTÁSSIO EM SOLO FERTIRRIGADO COM VINHAÇA

Nitrate and potassium diffusion coefficients in soil irrigated with vinasse

Rejane Nascentes*
Izabel Christina d'A. Duarte Azevedo**
Simone Cristina de Jesus***
Francisco de Deus Fonseca Neto****
Sergio Tibana*****
Lucas Martins Guimarães******
Fernando Henrique Martins Portelinha*******

RESUMO – No Município de Campos de Goytacazes, RJ, Brasil, a vinhaça (ou vinhoto), subproduto da produção de açúcar e álcool, tem sido utilizada nos canaviais para fertirrigar o solo. Entretanto, se por um lado essa prática favorece as lavouras no que diz respeito à qualidade e ao tempo de maturação da cana-de-açúcar, por outro pode causar a contaminação do lençol freático. Como ainda são poucas as informações sobre o potencial contaminante da vinhaça, o objetivo desse trabalho é determinar, em laboratório, os coeficientes de difusão do potássio e do nitrato, presentes em altas concentrações nesse efluente, para avaliar sua mobilidade no solo de uma área de fertirrigação daquele município, tendo em vista as exigências dos órgãos ambientais. O programa experimental incluiu ensaios de caracterização do solo, análises químicas e físico-químicas e ensaios de difusão em amostras reconstituídas. Os valores determinados estão próximos daqueles encontrados na literatura, em solos argilosos.

SYNOPSIS – In the District of Campos de Goytacazes, RJ, Brazil, the vinasse, final byproduct of sugar and alcohol industry, has been widely used to irrigate the soil in sugarcane plantation areas. However, if on one hand this practice favors the farming concerning the quality and time of maturation of this culture, on the other hand it may cause contamination of groundwater. As there is still little information on vinasse polluting potential to soil and water resources in general, the objective of this work is to determine in laboratory the diffusion coefficients of nitrate and potassium, present in high concentrations in that effluent, in order to evaluate their mobility in a fertirrigation area of that district, in view the requirements of environmental

* Professora Adjunta, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Mato Grosso. E-mail: rejanenascentes@yahoo.com.br
** Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. E-mail: iazevedo@ufv.br
*** Engenheira Civil, Bolseira de Doutorado , Universidade Federal de Viçosa. E-mail: sicjesus22@yahoo.com.br .
**** Engenheiro Civil. E-mail: ffonseca_neto@yahoo.com.br.
***** Professor Associado, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. E-mail: tibana@uenf.br
****** Engenheiro Civil, Bolseiro de Doutorado, Universidade Federal de Viçosa. E-mail: guimaraeslm@yahoo.com.br
******* Engenheiro Civil, Bolseiro de Doutorado, Universidade Federal de Viçosa. E-mail: fportelinha@hotmail.com

agencies. The experimental program included soil characterization tests, chemical and physical-chemical analyses and diffusion tests in reconstituted soil samples. The values of effective diffusion coefficients determined for potassium and nitrate are close to those found in the literature for clay soils.

PALAVRAS CHAVE – Contaminação, vinhaça, coeficiente de difusão, ensaios de laboratório.

1 – INTRODUÇÃO

O Brasil apresenta-se como um dos maiores produtores mundiais de cana-de-açúcar tendo sido estimada em 5,2 milhões de hectares a área plantada com essa cultura no ano de 2002, de acordo com o IBGE (2003).

O cultivo da cana-de-açúcar em território fluminense, onde as condições climáticas e do solo propiciam esse tipo de cultura, é quase tão antigo quanto a história do Estado do Rio de Janeiro (Busato, 2005). Entretanto, as formas de manejo na região pouco ou nada contribuem para proteção e manutenção das características agrícolas desejáveis ao solo.

A agroindústria de açúcar e álcool caracteriza-se, entretanto, pela produção de grande volume de resíduos, como o bagaço, a torta de filtro e, principalmente, a vinhaça, um efluente líquido gerado pelas destilarias no processo de destilação do mosto fermentado, para recuperação do etanol, que se caracteriza por seu alto poder poluidor quando disposta de forma inadequada Devido ao grande volume gerado no processo de destilação, em média à proporção de 13 litros para cada litro de álcool produzido, além da elevada concentração de matéria orgânica e de características ácidas e corrosivas da vinhaça, seu lançamento nos corpos d'água foi definitivamente proibido, obrigando as indústrias a optarem por outras formas de descarte desse resíduo (Gonçalves *et al.,* 2000).

Com o avanço da tecnologia, da preocupação ambiental e, principalmente, da possibilidade de representar um caminho de economia, vários processos têm sido desenvolvidos para a reutilização dos subprodutos desse tipo de indústria. O bagaço, as folhas e pontas podem gerar energia ou serem aproveitados na reciclagem, em polpa de papel, celulose e aglomerados; a água de lavagem pode ser utilizada na fertirrigação ou mesmo processada para produção de biogás; o melaço pode dar origem ao álcool, podendo também ser usado como aditivo de ração animal.

Tendo em vista os altos teores de nutrientes, potássio, cálcio e magnésio e, principalmente de matéria orgânica, a disposição da vinhaça no solo como fertilizante passou a ser a solução mais empregada pelas usinas. O emprego racional desse resíduo contribui para minimizar os custos da produção agrícola na zona canavieira, substituindo o uso de adubos químicos. Quando aplicada adequadamente, a vinhaça promove melhoria da fertilidade do solo, já que cerca de 150 m^3/ha equivalem à adubação de 61 kg/ha de nitrogênio, 40 kg/ha de fósforo, 343 kg/ha de potássio, 108 kg/ha de cálcio e 80 kg/ha de enxofre (Medeiros *et al.,* 2003). Todavia, quando usada para esse fim, as quantidades não devem ultrapassar a capacidade de retenção de água do solo (Vieira, 1986), uma vez que pode ocorrer a lixiviação de vários desses elementos, principalmente do nitrato e do potássio, presentes em grande quantidade nesse resíduo, possibilitando a contaminação do lençol freático. Além disso, uma carga excessiva de nutrientes pode comprometer a qualidade da cana-de-açúcar, como conseqüência da sua aplicação prolongada no solo, evidenciado em alguns estudos realizados (Gonçalves *et al.,* 2000).

Em virtude do crescente uso da vinhaça, muitas vezes de forma indiscriminada e sem qualquer critério técnico, como fonte de nutrientes e da escassez de informações sobre seu potencial contaminante ao solo e aos recursos hídricos em geral, é objetivo do presente trabalho determinar, em laboratório, os coeficientes de difusão efetiva do potássio e do nitrato para avaliar sua mobilidade em solo de uma área de fertirrigação do Município de Campos dos Goytacazes no Rio de Janeiro.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Generalidades

"Numa entrevista ao jornal The New York Times, publicada em 1925, Henry Ford já profetizava: *o álcool é o combustível do futuro*. Demoram cinqüenta anos - embalados por duas graves crises no abastecimento de petróleo - para que um país adotasse o conselho de um dos pioneiros da indústria automobilística e voltasse seus esforços para a criação de uma alternativa energética aos derivados fósseis. Por ironia, a solução veio, há 28 anos, de um país em desenvolvimento, que implantou um programa de álcool com o propósito de garantir sua segurança energética, iniciando uma verdadeira revolução no setor de combustíveis. Essa honra coube ao Brasil" (Jardim, 2007).

O Proálcool - Programa Brasileiro de Álcool foi criado em 14 de novembro de 1975 pelo decreto n° 76.593, com o objetivo de estimular a produção do álcool, visando o atendimento das necessidades dos mercados interno e externo e da política de combustíveis automotivos. De acordo com o decreto, a produção do álcool oriundo da cana-de-açúcar, da mandioca ou de qualquer outro insumo deveria ser incentivada por meio da expansão da oferta de matérias-primas, com especial ênfase no aumento da produção agrícola, da modernização e ampliação das destilarias existentes e da instalação de novas unidades produtoras, anexas a usinas ou autônomas, e de unidades armazenadoras.

As etapas na produção do açúcar e do álcool diferem apenas a partir da obtenção do suco, que pode ser fermentado para a produção de álcool ou tratado para o açúcar.

A decisão de produção de etanol a partir de cana-de-açúcar foi política e econômica, envolvendo investimentos adicionais. Tal decisão foi tomada com o objetivo de reduzir as importações de petróleo, então com um grande peso na balança comercial externa. Nessa época, o preço do açúcar no mercado internacional vinha decaindo rapidamente, o que tornou conveniente a mudança de produção de açúcar para álcool.

Trinta anos depois do início do Proálcool, o Brasil vive uma nova expansão dos canaviais com o objetivo de oferecer, em grande escala, o combustível alternativo. O plantio avança além das áreas tradicionais, do interior paulista e do Nordeste, e espalha-se pelos cerrados. A corrida para ampliar unidades e construir novas usinas é movida por decisões da iniciativa privada, convicta de que o álcool terá um papel cada vez mais importante como combustível, no Brasil e no mundo.

A tecnologia dos motores *flex fuel* veio dar novo fôlego ao consumo interno de álcool. O carro que pode ser movido à gasolina, álcool ou uma mistura dos dois combustíveis foi introduzido no país em março de 2003 e conquistou rapidamente o consumidor. Hoje a opção já é oferecida para quase todos os modelos das indústrias e, os automóveis bicombustíveis ultrapassaram os movidos à gasolina na corrida do mercado interno.

Um estudo da União da Indústria de Cana-de-Açúcar – Única (http://www.portalunica.com.br/portalunica) aponta que o setor terá que atender até 2010 uma demanda adicional de 10 bilhões de litros de álcool, além de sete milhões de toneladas de açúcar. Para incrementar a produção, será preciso levar mais 180 milhões de toneladas de cana para a moagem, com expansão dos canaviais estimada em 2,5 milhões de hectares até 2010. Esses investimentos deverão criar 360 mil novos empregos diretos e 900 mil indiretos (http://www.biodieselbr.com/proalcool/pro-alcool.htm).

De acordo com Szmrecsányi (1994), a ampliação dos canaviais para a produção de álcool acarretou a intensificação de pelo menos dois grandes problemas ambientais: a degradação de ecossistemas e poluição atmosférica provocada pelas queimadas, e a poluição de cursos d'água e águas subterrâneas provocada pela aplicação excessiva da vinhaça *in natura*.

2.2 – Processo de fabricação de álcool

O processo industrial de produção de açúcar e de álcool consiste basicamente na extração do caldo da cana, precipitação e filtração das impurezas com uso de leite de cal e dióxido de enxofre,

evaporação, cozimento, cristalização e secagem dos cristais de açúcar. Nesse processo, um subproduto importante é o melaço, que nas destilarias anexas, é utilizado na fabricação do álcool etílico (Casarini, 1989). Na Figura 1 apresentam-se três etapas da produção do etanol: fermentação, destilação e tratamento do efluente.

Fig. 1 – Processo de produção do etanol: (a) Fermentação; (b) Destilação; (c) Tratamento.

A fermentação consiste na moagem, cozimento e sacarificação. A produção do álcool por via fermentativa baseia-se na transformação de uma fonte de carboidrato em álcool por ação de um microorganismo, seguida de destilação para separar o álcool dos demais produtos de fermentação. Como efluentes líquidos geram-se nas destilarias de álcool e aguardente a vinhaça, a água amoniacal, a água dos destiladores e as águas da lavagem da cana, do pátio e de maquinários. Dentre esses, a vinhaça, resultante da destilação do mosto fermentado (caldo de cana, melaço ou xarope diluído) e gerada em grandes quantidades, é o resíduo que possui maior carga poluidora, em razão da elevada demanda química de oxigênio (DBO), que pode variar de 20.000 a 35.000 mg/L. O processamento de 1000 toneladas de cana-de-açúcar rende, nas usinas de produção de álcool, em média, 910 m^3 de vinhaça. No caso de usinas açucareiras com destilaria, a geração desse resíduo está entre 150 e 300 m^3 por cada 1000 toneladas de cana-de-açúcar processada (Matos, 2004).

2.3 – Nitrogênio e Potássio

O nitrogênio apresenta-se sob várias formas: nitrato (NO_3-), nitrito (NO_2-), amônia (NH_3), íon amônio (NH_4+), óxido nitroso (N_2O), nitrogênio molecular (N_2), nitrogênio orgânico dissolvido (peptídeos, purinas, aminas, aminoácidos, etc.), nitrogênio orgânico particulado (bactérias, fitoplâncton, zooplâncton e detritos), etc.

Do total de nitrogênio da Terra, 98% encontram-se na litosfera (solos, rochas, sedimentos, materiais fósseis).

O nitrogênio pode ficar estável na forma de amônio, sendo retido nos sítios de troca nas argilas 1:1 e 2:1 e matéria orgânica do solo, ou ser fixado por certos tipos de argila 2:1; ser convertido a nitrito ou nitrato por nitrificação; ser absorvido pelas plantas ou ser utilizado (imobilizado) por organismos heterotróficos na decomposição de outros resíduos orgânicos.

Na nitrificação, o íon ou gás amônio, NH_4+, produzido por amonificação ou adicionado via fertilizantes, é convertido a nitrito (NO_2-) e, em seguida transformado em nitrato (NO_3-).

O nitrato produzido pode ser absorvido pelas plantas, ser utilizado por microorganismos, ser perdido por lixiviação ou reduzido para compostos voláteis (desnitrificação).

Enquanto o nitrogênio estiver na forma do cátion amônio, a possibilidade de sua perda por lixi - viação é baixa. Entretanto, em condições normais de solo cultivado, o amônio é oxidado a nitrato, íon

de carga negativa que apresenta grande mobilidade nos solos. O nitrato, como ânion, não é adsorvido em quantidades significativas no solo, sendo predominantemente repelido pelas cargas negativas presentes nas superfícies das frações sólidas ativas do solo. Por essa razão, movimenta-se livremente com a água, é facilmente lixiviado através do perfil do solo e pode vir a contaminar as águas subterrâneas se houver condições favoráveis para a drenagem e altos índices pluviométricos no local. Em solos argilosos tem-se verificado que o nitrato é capaz de se movimentar à velocidade aproximada de 0,5 mm para cada mm de chuva. Se o subsolo, entretanto, apresentar capacidade de troca aniônica (CTA), a lixiviação de nitratos pode se reduzir (Sanchez, 1976). Concentrações de nitrato acima de 20 $mg.L^{-1}$ podem causar metahemoglobinemia e os compostos nitrogenados provocar câncer.

Potássio (K) é um termo genérico usado para uma grande variedade de minerais potássicos. Constitui aproximadamente 2,4% em peso da crosta terrestre. É o sétimo elemento mais abundante, largamente distribuído, mas devido à sua alta reatividade e afinidade com outros elementos nunca ocorre em sua forma elementar. Está presente em rochas, solos, oceanos, lagos e salinas residuais de lagos salgados, embora nessas ocorrências raramente seja observado com teor superior a 10%. É um nutriente essencial para as plantas e um dos três nutrientes primários, como o nitrogênio e o fósforo.

O principal uso dos sais de potássio é na agricultura, sendo que mais de 95% de sua produção mundial são usados como fertilizante.

A maioria dos solos contêm milhares de quilos de potássio (geralmente, cerca de 20.000 kg/ha), e apenas uma pequena fração fica disponível para as plantas, provavelmente, menos de 2%.

O potássio no solo existe em três formas: não disponível; lentamente disponível e disponível. O potássio não disponível está fortemente retido na estrutura dos minerais das rochas e é liberado, muito lentamente, à medida que os minerais são intemperizados. O potássio lentamente disponível é aquele fixado ou retido entre as lâminas de certas argilas do solo. O potássio prontamente disponível é formado pelo potássio encontrado na solução do solo mais aquele adsorvido, em forma trocável, pela matéria orgânica e pela argila do solo.

O potássio não se movimenta muito no solo, exceto em solos arenosos e orgânicos. Ao contrário do nitrogênio e de outros nutrientes, esse elemento tende a permanecer onde é colocado. O movimento de K ocorre geralmente por difusão, é lento e de curtas distâncias. De modo geral, solos que apresentam alta capacidade de troca catiônica (CTC) têm maior capacidade de armazenamento e suprimento de K.

2.4 – Impactos ambientais da disposição de águas residuárias

Águas residuárias agroindustriais e domésticas são geralmente ricas em macronutrientes, nitrogênio, enxofre, cálcio e magnésio, e micronutrientes, principalmente zinco, cobre, manganês e ferro, para as plantas, microflora e fauna terrestre.

No caso do uso dessas águas para irrigação, o excesso de nitrogênio, bicarbonato e magnésio, bem como pH anormal podem causar sérios problemas às culturas, como o crescimento excessivo, maturação tardia e baixa qualidade de produção, dentre outros.

Impactos positivos podem acontecer quando há introdução de nutrientes ao meio líquido, como o nitrogênio e o fósforo, indispensáveis ao crescimento de microorganismos responsáveis pela degradação do material orgânico em solução na água.

Os impactos negativos superam os positivos, razão pela qual têm sido motivo de preocupação para os responsáveis pela gestão de recursos hídricos.

Mesmo que o lançamento das águas residuárias não seja realizado diretamente nos corpos hídricos, pode ocorrer lançamento indireto caso haja carreamento de solo e poluentes por escoamento superficial, em especial em áreas de declives, quando a aplicação é realizada em quantidades exces-

sivas e em períodos de intensa atividade pluviométrica. As consequências desses lançamentos são o decréscimo da concentração de oxigênio dissolvido no meio, eutrofização, risco de disseminação de patógenos, entre outros.

O lançamento direto é a forma mais impactante de poluição cujas consequências são, além daquelas mencionadas para o lançamento indireto, o aumento da concentração dos sólidos em suspensão, com consequente alteração da turbidez, e a formação de depósitos de lodo no fundo do corpo hídrico. A elevação da turbidez das águas dificulta a entrada da luz no meio, diminuindo a atividade fotossintética das algas, enquanto a formação de lodo provoca o assoreamento dos cursos d'água.

A contaminação de águas subterrâneas com nitrato pode ser significativa quando há aplicação, de forma inadequada de fertilizantes e resíduos agrícolas, agroindustriais e urbanos ricos em nitrogênio no solo. A aplicação desses resíduos ou fertilizantes em taxas acima da capacidade de absorção pelas plantas proporciona a lixiviação do nitrogênio.

Enquanto o nitrogênio estiver na forma do cátion amônio, a possibilidade de sua perda por lixiviação é baixa. Entretanto, em condições normais de solo cultivado, o amônio é oxidado a nitrato, íon de carga negativa, que se move mais livremente com a água do solo. A lixiviação pode ocorrer se o nitrato estiver presente em grandes quantidades no solo antes do plantio, quando a cultura não estiver utilizando esse nutriente com rapidez, ou, ainda, quando a irrigação ou chuva exceder a capacidade de retenção do solo, e o requerimento de umidade de cultura (Loehr, 1977; Oliveira, 1993).

Como o nitrogênio na forma de nitrato apresenta grande mobilidade nos solos, poderá vir a contaminar as águas subterrâneas. Concentrações de nitrato acima de 20 $mg.L^{-1}$ podem causar metahemoglobinemia e compostos nitrogenados provocar câncer.

Além da poluição das águas, outros riscos potenciais para o ambiente pela aplicação inadequada de resíduos orgânicos são a salinização do solo, efeitos prejudiciais à estrutura e macroporosidade do solo, e contaminação de homens e animais por agentes patogênicos presentes nesses resíduos.

2.5 – Definição e caracterização da vinhaça in natura oriunda de diferentes fontes de carboidratos

A vinhaça (ou vinhoto) é um efluente de usinas de destilaria de álcool e aguardente, resultante da destilação do mosto fermentado (caldo de cana, melaço ou xarope diluído), gerada em grandes quantidades. Dos efluentes produzidos pelas destilarias é o que possui maior carga poluidora, com demanda química de oxigênio (DQO) variando de 20.000 a 35.000 mg/L. A quantidade de vinhaça produzida é função do teor alcoólico obtido na fermentação, de modo que a proporção pode variar de 10 a 18 litros de vinhaça por litro de álcool produzido.

A vinhaça é um líquido de coloração verde-castanha que apresenta turbidez elevada, alta concentração de sólidos sedimentáveis e forte odor fétido, que tem origem nas reações físicas e químicas e da ação de microorganismos na decomposição da matéria orgânica. Apresenta pH em torno de 3-5 e temperatura próxima aos 100º C quando deixa a indústria. Sua composição é extremamente variável, dependendo da composição do vinho atrelado à destilação, que por sua vez está relacionada com a natureza e composição da matéria prima, sistema usado no preparo do mosto e método de fermentação adotado (Sena, 1998).

Há três tipos de vinhaça na indústria sucroalcooleira: a proveniente do mosto de caldo de cana, do mosto melaço, e o resultante da mistura destes dois (Kiehl, 1985).

A composição básica da vinhaça é de 93% de água e 7% de outras substâncias sólidas como matéria orgânica e mineral, possui alto teor de potássio (K) e nitrogênio total (N), além de cálcio (Ca), magnésio (Mg) e fósforo (P) em menores concentrações.

No Quadro 1 apresentam-se algumas características físicas, químicas e biofísicas da vinhaça, segundo vários autores (Matos, 2004).

Quadro 1 – Características quali-quantitativas da vinhaça procedente de mostos de melaço, caldo e mosto.

Parâmetro	Melaço	Caldo	Mosto
pH	4,2 – 5,0	3,7 – 4,6	4,4 – 4,6
Temperatura(°)	80 – 100	80 – 100	80 – 100
DBO (mg/L O_2) (1)	25.000	6.000 – 16.500	19.800
DQO (mg/L O_2) (2)	65.000	15.000 – 33.000	45.000
Sólidos totais (mg/L)	81.500	23.700	52.700
Sólidos voláteis (mg/L)	60.000	20.000	40.000
Sólidos fixos (mg/L)	21.500	3.700	12.700
Nitrogênio (mg/L N)	450 – 1.610	150 – 700	480 – 710
Fósforo (mg/L P_2O_5)	100 – 290	10 – 210	9 – 200
Potássio (mg/L K_2O)	3.740 – 7.830	1.200 – 2.100	3.340 – 4.600
Cálcio (mg/L CaO)	450 – 5.180	130 – 1.540	1.330 – 4.570
Magnésio (mg/L MgO)	420 – 1.520	200 – 490	580.700
Sulfato (mg/L SO_4^{2+})	6.400	600 – 760	3.700 – 3.730
Carbono (mg/L C)	11.200 – 22.900	5.700 – 13.400	8.700 – 12.100
Relação C/N	16 – 16.27	19.7 – 21.07	16.4 – 16.43
Matéria Orgânica (mg/L)	63.400	19.500	3.800
Subst. Redutoras (mg/L)	9.500	7.900	8.300

Fonte: Matos, 2004.

2.6 – O descarte e a aplicação da vinhaça

O destino final que se dava a vinhaça *in natura* era seu lançamento nos corpos receptores. O que se imaginava era que, com a aplicação da vinhaça, o solo poderia tornar-se mais ácido, já que esse resíduo apresenta baixo valor de pH. De acordo com Kiehl (1985), esse pensamento perdurou por muito tempo até que ocorreu um vazamento em um depósito de uma usina situada nas proximidades da cidade de Piracicaba, SP, Brasil, que inundou parte de sua propriedade, fertilizando-a. Segundo Hespanhol (1979), ao se fazer a análise comparativa do pH do terreno que havia sido fertilizado com a vinhaça com o valor determinado em terreno próximo onde não ocorreu vazamento, constatou-se que o solo com a vinhaça passou a alcalino, fato este atribuído a humificação da matéria orgânica do vinhoto na forma coloidal, a ação dos húmus sobre o alumínio e a formação de humatos alcalinos.

Mesmo apresentando natureza ácida, a vinhaça altera de forma acentuada o pH do solo, elevando-o para níveis ideais de alcalinidade. Isso se deve à degradação da matéria orgânica e também à grande quantidade de bases trocáveis que são acrescentadas ao solo.

De acordo com Cortez *et al.* (1992), desde 1975, já existia preocupação com o destino final e as futuras consequências que a vinhaça poderia acarretar ao meio ambiente. Algumas alternativas de aproveitamento racional desse resíduo foram apresentadas, dentre elas: o uso no próprio cultivo de cana como fertirrigação; tratamento químico com adição de calcário e sais de alumínio e ferro; processos anaeróbios como lagoas anaeróbias, digestão anaeróbia e tratamento anaeróbio por bactérias. Dentre essas possibilidades a que mais se destacou foi a fertirrigação, devido ao seu baixo custo de implantação e manutenção. Outros usos para a vinhaça com potencial econômico estão descritos no Quadro 2.

Para Sena (1998), a vinhaça, por ter uma quantidade significativa de sais minerais e de matéria orgânica, poderia ser utilizada como fertilizante, ou como fonte de matéria prima para ração animal e até mesmo como material para construção civil. Sendo assim, seu aproveitamento além de representar uma reciclagem de recursos naturais com valor agregado, permitiria atender com mais eficiência a legislação vigente de controle da poluição. Ainda, a utilização racional da vinhaça *in natura* na fertirrigação poderia alcançar um mercado potencial de 270 mil toneladas de fertilizantes NPK, podendo substituir de forma significativa o uso de fertilizantes comerciais para a cultura canavieira.

Quadro 2 – Uso potencial da vinhaça.

Processo	Vantagens	Desvantagens
Fertirrigação	Método mais simples de ser adotado, além de mais econômico.	Transporte dispendioso; Aplicação da vinhaça em longo prazo: efeito desconhecido.
Ração animal	Fácil de ser implantado e de baixo custo.	
Biodigestão/Biogás	Geração de energia útil, redução de DBO e uso como fertilizante.	Dispendioso e exige alta tecnologia.
Combustão em caldeiras	Disposição completa, produção de energia útil e recuperação do potássio das cinzas.	Pouco pesquisado e testes em pequena escala.
Produção de Proteínas	Alimento e não deixa resíduo.	Dispendioso e pouco pesquisado.

Fonte: Cortez et al., 1992.

Atualmente, a aplicação de vinhaça na lavoura é prática adotada por várias usinas, com tecnologia conhecida e bem definida, existindo inúmeros ensaios que comprovam os resultados positivos obtidos na produtividade agrícola, associados à economia dos adubos minerais. Na região Norte Fluminense, entretanto, aplicação da vinhaça *in natura* nos canaviais é realizada de forma indiscriminada e sem qualquer critério técnico. Sabe-se que o manejo inadequado desse resíduo *in natura* como fertilizante pode provocar a saturação do solo levando à sua contaminação e dos recursos hídricos, uma vez que a intensidade do uso desse resíduo na fertirrigação dos canaviais, acarreta efeito cumulativo de certos nutrientes, em especial o potássio (Manhães *et al.,* 2002).

Metais pesados têm sido detectados em efluentes de usinas de destilarias de álcool. Especificamente foram encontrados cromo, cobre, níquel e zinco em níveis significativos em efluentes de várias destilarias. Enquanto alguns metais pesados podem ser introduzidos pelas substâncias quí - micas usadas no processo de fabricação do etanol, a corrosão esperada da tubulação e dos tanques pode contribuir para a presença desses elementos nos efluentes (Wilkie *et al.,* 2000).

2.7 – Principais mecanismos de transporte de contaminante em solos saturados

São inúmeros os fenômenos que controlam o transporte de contaminantes em meios porosos, em que o contaminante considerado é a massa de alguma substância tóxica dissolvida (poluente ou soluto), movendo-se com algum fluido (solvente) nos vazios do meio poroso (solo), esteja ele saturado ou não (Nobre, 1987).

De acordo com Gillham (1981), os processos que regem o transporte de poluentes em regimes hidrogeológicos podem ser agrupados em três categorias:

(1) Física: advecção, dispersão, difusão molecular, retenção fluida e transporte coloidal;
(2) Química: sorção, decaimento radioativo, precipitação, co-precipitaçao e oxi-redução; e
(3) Bioquímica: biodegradação e biotransformação.

Os processos de migração e retenção são influenciados por diversos fatores relacionados ao fluido percolante (tipo, concentração, densidade, viscosidade, solubilidade, polaridade, DBO e DQO), às características do próprio solo (tipo, mineralogia, granulometria, estrutura, capacidade de troca iônica, tipo de cátions adsorvidos, tipo e teor de matéria orgânica), e às condições ambientais (condições hidrogeológicas, variação de temperatura no tempo e com a profundidade, condições aeró - bias e anaeróbias, potencial de oxi-redução, etc.) (Nobre, 1987).

2.7.1 – Difusão Molecular e isotermas de sorção

O processo de difusão, também chamado autodifusão, difusão molecular ou difusão iônica é um fenômeno de transporte de massa que resulta de variações na concentração de um soluto na fase líquida. Este fenômeno pode ocorrer tanto em gases, fluidos e sólidos (Lerman, 1979). Nesse processo, os constituintes moleculares ou iônicos se deslocam e se misturam randomicamente, sob a influência de sua energia cinética na direção dos gradientes de concentração ou seja, a difusão envolve o movimento de pontos de baixo potencial osmótico para pontos de mais alto potencial osmótico. Esse processo independe da existência de um movimento hidráulico e cessa somente quando os gradientes de concentração se tornam nulos.

A determinação do coeficiente de difusão efetiva baseia-se, de modo geral, nas leis de Fick. A primeira lei de Fick descreve o fluxo difusivo permanente de solutos não reativos. A segunda governa o transporte difusivo de solutos reativos, sujeitos a reações de sorção reversíveis (Bear, 1972; Freeze & Cherry, 1979) e é dada por:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{D_e}{R_d} \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \tag{1}$$

em que c é a concentração de equilíbrio do soluto; t é o tempo; D_e é o coeficiente de difusão efetiva; x é a direção de transporte e R_d é o fator de retardamento, determinado em laboratório, a partir de ensaios em coluna ou de equilíbrio em lote, de acordo com a equação (2):

$$R_d = 1 + \frac{\gamma_d}{\theta} \frac{\partial S}{\partial c} \tag{2}$$

em que γ_d é a massa específica do solo seco; θ é o teor de umidade volumétrico; e S é a concentração sorvida, expressa como massa de soluto sorvida por massa de solo.

A extensão da sorção de um dado soluto é, frequentemente, estimada por uma função de distribuição denominada isoterma de sorção, obtida em laboratório a partir de ensaios de equilíbrio em lote. As isotermas de sorção são, portanto, curvas determinadoras da partição do soluto entre as fases líquida e sólida, em equilíbrio com diferentes concentrações de soluto. Equações teóricas são usualmente empregadas para ajustar as isotermas obtidas experimentalmente. Dentre as relações mais comumente utilizadas para representar sorção não-linear destacam-se as isotermas de Freundlich e de Langmuir (Reddi *et al.,* 2000).

A expressão matemática correspondente à isoterma de Langmuir é

$$S = \frac{S_m b c}{1 + b c} \tag{3}$$

em que S_m é a capacidade de sorção do solo em relação à substância de interesse; b é um parâmetro que representa a taxa de sorção ($L^3 M^{-1}$) e c é a concentração de equilíbrio do soluto. Os parâmetros S_m e b são determinados a partir de curvas 1/S vs. 1/c, obtidas nos ensaios de equilíbrio em lote.

A isoterma de Freundlich, descrita pela equação (4), é um modelo empírico alternativo que, muitas vezes, fornece uma melhor descrição quantitativa da sorção:

$$S = K_f c^{\varepsilon} \tag{4}$$

em que K_f e ε são constantes determinadas também executando-se ensaios de equilíbrio em lote. Para $\varepsilon = 1$, a Equação 4 recai na relação linear para a sorção. Do mesmo modo que os parâmetros da isoterma de Langmuir, os parâmetros de Freundlich são também determinados executando-se ensaios de equilíbrio em lote.

As constantes de cada modelo variam com o solo, o soluto e com as condições ambientais. Deve-se ressaltar que, como estas constantes são determinadas experimentalmente em laboratório, estes valores só se aplicam nas condições de ensaio que, de maneira geral, não representam o que ocorre no campo. De acordo com Yong *et al.* (1992), as isotermas devem ser usadas apenas como uma representação qualitativa da situação de campo. Além do mais, como cada equação está baseada em hipóteses diferentes, uma isoterma poderá ser uma boa representação em alguns casos e não ser adequada a outros. Conseqüentemente, em cada situação, deve-se identificar a curva que melhor se ajusta aos resultados obtidos dos ensaios.

2.8 – Ensaios de laboratório

2.8.1 – Ensaio de difusão

Dentre os métodos utilizados para medir o coeficiente de difusão de espécies dissolvidas em solos argilosos saturados e que simulam a difusão transiente unidimensional citam-se: da coluna, com concentração constante ou decrescente da fonte contaminante; da meia-célula; e o método do reservatório duplo ou simples (Shackelford e Daniel, 1991). Para a maioria dos ensaios, as hipóteses assumidas na formulação teórica são que: (1) as espécies migram de modo compatível com a lei de Fick; (2) os solutos reativos estão envolvidos somente nas interações por adsorção lineares instantâneas; (3) os coeficientes de difusão e adsorção são uniformes através da camada de solo e não variam em relação ao tempo; e (4) a camada de solo é homogênea em relação à porosidade efetiva e à densidade seca do solo (Barone, 1990).

O ensaio do reservatório simples pode ser realizado admitindo-se a concentração de soluto no reservatório constante ou decrescente com o tempo. No primeiro caso, a concentração das espécies de interesse é mantida constante na solução em contato com a amostra de solo saturada. O tempo de duração do ensaio deverá ser suficientemente longo para permitir que o perfil de difusão se estenda mas não atinja a outra extremidade da amostra de solo. Ao final do ensaio, a camada de solo é secionada em um número de fatias e é medida a concentração das espécies na água intersticial de cada uma das fatias. Se o perfil de difusão não penetra completamente através do solo, o meio pode ser tratado como infinito na profundidade, de modo que as condições iniciais e de contorno são dadas, respectivamente, por:

$$\begin{aligned} c(z = 0, t = 0) &= c_0 \\ c(z > 0, t = 0) &= 0 \end{aligned} \tag{5}$$

$$\begin{aligned} c(z = 0, t > 0) &= c_0 \\ c(z = \infty, t > 0) &= 0 \end{aligned} \tag{6}$$

em que c é a concentração da espécie na água intersticial do solo; c_0 é a concentração na solução afluente; z é a profundidade; t é o tempo. Para essas condições, a solução para a equação de difusão (Equação 1) unidimensional (Crank, 1975 citado por Barone, 1990) dada por:

$$\frac{c}{c_0} = \text{erfc}\frac{z}{2(D^* t)^{1/2}} \tag{7}$$

em que o coeficiente de difusão aparente, D*, é definido como:

$$D^* = \frac{D_e}{\left(1 + \frac{\gamma_d K_d}{n'}\right)} = \frac{D_e}{R_d} \tag{8}$$

e K_d é o coeficiente de distribuição (sorção linear); γ_d é a densidade do solo seco e n´ é a porosidade efetiva.

O ensaio do reservatório simples pode ser realizado, também, admitindo-se a concentração de soluto no reservatório decrescente com o tempo. Trata-se do mesmo tipo de ensaio denominado ensaio de Barone *et al.* (1989). O tratamento matemático é similar ao apresentado anteriormente, e o programa computacional POLLUTEv6® pode ser utilizado na obtenção dos parâmetros. Admitindo as hipóteses descritas anteriormente, é possível demonstrar que a concentração no reservatório, c_s, é uma função da concentração inicial, c_0, do volume de solução, da área da seção transversal da amostra de solo, e do fluxo de massa, J_S, através da superfície (S) da amostra. Esta condição de contorno é expressa pela equação:

$$c_S(t) = c_0 - \frac{1}{h_S}\int_0^t J_S(t)\,dt \tag{9}$$

em que h_S é a altura da solução fonte no reservatório, calculada como sendo o volume de solução dividido pela área da seção transversal da amostra de solo, perpendicular à direção da difusão (Barone, 1990). Utilizando a primeira lei de Fick, o fluxo de massa pode ser relacionado ao gradiente de concentração através da superfície da amostra de solo, de modo que,

$$J_S(t) = -n' D_e \left(\frac{\partial c}{\partial z}\right)_S \tag{10}$$

Como a base da célula é impermeável, a condição de contorno na base é de fluxo nulo, ou seja,

$$J_b(t) = -n' D_e \left(\frac{\partial c}{\partial z}\right)_b = 0 \tag{11}$$

Para as condições de contorno dadas pelas Equações 10 e 11, Rowe & Booker (1985), propuseram uma solução semi-analítica para a equação de difusão unidimensional (Equação 1), que foi implementada no programa computacional POLLUTEv6® (Rowe & Booker, 1994).

2.8.2 – Equilíbrio em lote

Esse ensaio tem por objetivo determinar a relação entre a massa de soluto adsorvida, normalizada em relação à massa de solo, e a concentração de equilíbrio, para diferentes valores de concentração.

Consiste, inicialmente, em se misturar, em um frasco de reação, um determinado volume, V_1, do soluto de interesse com concentração conhecida, c_0, a uma dada massa de solo seco, m_s, por um período de tempo que pode variar de horas a dias (usualmente de 24 a 48 horas), centrifugar a amostra até que a mistura atinja um valor de equilíbrio, e analisar uma parcela do líquido sobrenadante para determinar a concentração de equilíbrio, c. A massa de soluto adsorvida, normalizada em relação à massa de solo, S, é determinada a partir da equação (12) (Shackelford & Rowe, 1998).

$$S = \frac{(c_0 - c)V_l}{m_s} \quad (12)$$

Repete-se esse procedimento, a mesma temperatura, para diversos valores de concentração inicial do soluto, de modo a englobar os valores esperados no campo. Os pares de pontos são colocados em um gráfico c *versus* S (isoterma de sorção) e valores do fator de retardamento são determinados para a concentração de interesse ajustando-se um modelo de Langmuir (Equação 3), Freundlich (Equação 4), ou outro modelo, aos pontos ensaiados.

2.9 – Programa computacional POLLUTEv6® (Rowe & Booker, 1994)

O programa POLLUTEv6® é um *software* que fornece a solução da equação de advecção-dispersão unidimensional para depósitos em camadas de extensão finita ou infinita. Utiliza uma técnica de camada finita para modelar a migração do soluto e considera os mecanismos químicos de sorção e de decaimento radioativo e biológico. Essa técnica fornece resultados numericamente estáveis e exatos e requer relativamente pouco esforço computacional. As concentrações de um soluto são calculadas em profundidade, em instantes de tempo definidos pelo usuário.

2.10 – Estudos realizados nessa linha de pesquisa

Ritter *et al.* (2003), realizaram ensaios de difusão no solo do Aterro Metropolitano de Gramacho (RJ) em que a solução contaminante utilizada foi o chorume do próprio aterro. As amostras de solo foram coletadas na barreira lateral construída anteriormente ao aterro, na tentativa de minimizar a migração de chorume. O solo era constituído por 70% de argila de alta plasticidade e apresentava 5% de matéria orgânica, o que lhe conferia uma significativa capacidade de troca catiônica. Tinha como argilomineral predominante a esmectita. O ensaio de difusão foi realizado em um dispositivo do tipo Barone (Barone *et al.,* 1989), com um diâmetro aproximadamente de 10 cm, em um período de três dias. Em seguida, a amostra de solo foi seccionada e o líquido intersticial de cada uma foi submetido à analise química por meio de um equipamento pneumático. Os elementos pesquisados foram cálcio, cloreto, e magnésio. De posse dos resultados dessas concentrações foram traçados os gráficos dos perfis de concentração em que se utilizou o programa POLLUTEv6® (Rowe & Booker, 1994). Os coeficientes de difusão foram determinados admitindo para o parâmetro de sorção (K_d) valor igual a zero. Observou-se dessorção de cálcio e magnésio. Os valores encontrados para os coeficientes de difusão para o cloreto (D_e = 0,005 m²/ano), cálcio (D_e = 0,004 m²/ano) e magnésio (D_e = 0,004 m²/ano) foram da mesma magnitude, mas, entretanto, significativamente baixos.

Jesus (2004) determinou experimentalmente o coeficiente de difusão efetiva do zinco em um solo argiloso compactado. O ensaio de difusão mostrou uma diferença significativa no comportamento do zinco no solo quando se variou o tempo de duração do ensaio. Verificou-se que para um período de ensaio mais longo, o coeficiente de difusão diminuiu, o que poderia ser explicado pelo maior tempo de contato entre o soluto e o solo favorecendo o mecanismo químico da sorção.

Boscov *et al.* (1999), apresentaram um estudo do comportamento de uma argila laterítica quanto aos mecanismos de transportes de poluentes. A metodologia utilizada compreendeu a determinação de parâmetros relativos à difusão, adsorção, dispersão hidrodinâmica, etc, Os metais estudados foram alumínio, arsênio, bário, cádmio, chumbo, cobre, crômio, ferro, manganês, mercúrio, prata e selênio que são monitoradas pela legislação para consumo humano. Ensaios de difusão foram realizados para estimar o coeficiente de difusão dos metais no solo em questão. Os ensaios foram realizados para cada metal individualmente, em que se utilizaram soluções com concentração igual a 100 mg/L e pH=1 e pH=4. Dentre as conclusões apresentadas para os ensaios de difusão com concentração de 100 mg/L e pH=4 citam-se: houve uma diminuição significativa da con-

centração no reservatório de todos os elementos em estudo, principalmente para os cátions trivalentes devido ao fato de os mesmos sofrerem hidrólise para este valor de pH; o alumínio foi extraído do solo, mas em menor proporção do que o alumínio extraído para pH=1.

3 – MATERIAL E MÉTODOS

3.1 – Solo

O solo foi coletado à profundidade entre 1,0 e 1,5m no campo experimental da usina sucroalcooleira Coagro, localizada no Município de Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil.

Foram realizados ensaios de caracterização geotécnica, mineralogia da fração argila e análises químicas e físico-químicas. O solo foi classificado, segundo a USCS, como uma argila de alta plasticidade localizado acima da linha A (CH).

Os ensaios de caracterização geotécnica foram realizados de acordo com as normas técnicas listadas no Quadro 3.

Quadro 3 – Normas Brasileiras para ensaio de caracterização e compactação de solos.

Ensaios	Normas brasileiras
Granulometria	ABNT NBR-7181/84
Limites de consistência (LL e LP)	ABNT NRB-6459/84 e ABNT NRB-7180/84
Peso específico dos sólidos (γ_s)	ABNT NRB-6508/84
Compactação	ABNT NRB-6457/86 e ABNT 7182/86

No Quadro 4 e nas Figuras 2 e 3, apresentam-se, respectivamente, os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica e as curvas granulométrica e de compactação.

Quadro 4 – Caracterização geotécnica do solo.

Frações Granulométricas				Índices de Atterberg			Propriedades Físicas			
Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_{dmax} (KN/m^3)	Atividade coloidal	γ_s (KN/m^3)	W_{ot} (%)
62,5	35,6	1,9	_	77	32	45	13,2	0,72	26,75	31,7

LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade; γ_{dmax} – Densidade aparente seca máxima; γ_s – densidade real dos grãos; w_{ot} – teor de umidade ótimo.

O ensaio de permeabilidade foi realizado em permeâmetro de carga variável, em amostra compactada na energia do Proctor normal. A condutividade hidráulica do solo com vinhaça foi realizada na mesma amostra em que se determinou a permeabilidade com água. Observou-se uma ligeira diminuição da permeabilidade do solo com vinhaça nos primeiros dias devido à presença de partículas em suspensão que causaram colmatação dos vazios com o tempo. A condutividade hidráulica do solo com água foi de 8,8E-10 m/s, para pH igual a 6,0 e temperatura de 23°C. No Quadro 5 apresentam-se os resultados da permeabilidade com vinhaça.

A análise mineralógica da fração argila foi realizada por difração de raio-X, em que se utilizou um tubo de cobalto e monocromador de grafite curvo, potência de 45kV e corrente de 30 mA.

No difratograma da fração argila, apresentado na Figura 4, observa-se ser a caulinita o mineral predominante, com dois picos maiores e a presença de mica 2:1 nos picos menores.

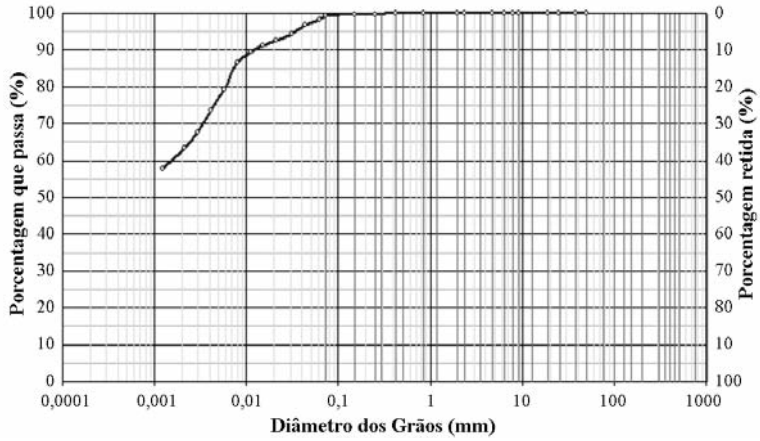


Fig. 2 – Curva granulométrica do solo estudado.

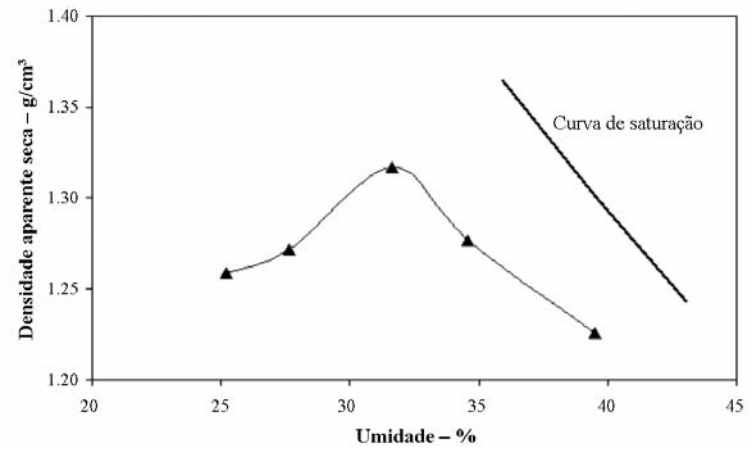


Fig. 3 – Curva de compactação na energia do Proctor normal.

Quadro 5 – Permeabilidade do solo com vinhaça.

Data	pH	T (ºC)	K (m/s)
25/08	4,4	23	3,9E-10
26/08	3,8	23	3,4 E-10
27/08	3,7	23	3,4 E-10
28/08	3,7	23	3,5E-10
29/08	3,8	23	3,4E-10
30/08	4,1	23	1,9E-10
31/08	3,9	23	1,9E-10
02/09	3,7	23	1,9E-10
04/09	4,0	23	1,9E-10
06/09	3,8	23	1,9E-10

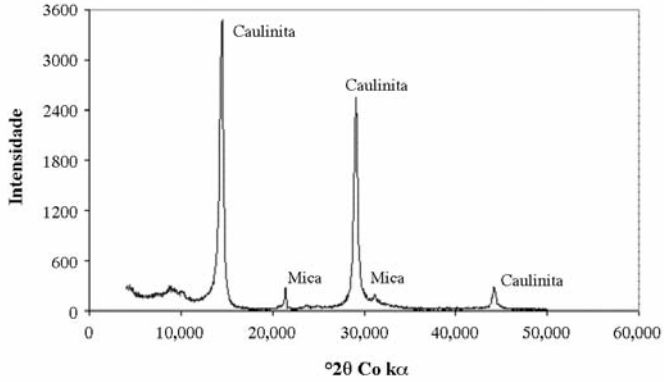


Fig. 4 – Difratograma da fração argila.

Foi realizada também a análise de espectrofotometria dispersiva de raios-X (EDX) para estimar a presença de alguns elementos químicos. Os resultados estão apresentados no Quadro 6. Observam-se altas concentrações de silício, alumínio e ferro, comuns em minerais argílicos. A porcentagem de potássio confirma a presença de micas 2:1, que apresentam esse elemento em sua composição.

No Quadro 7 apresentam-se os resultados das análises químicas e físico-químicas do solo. Observa-se que o solo em estudo apresenta alta concentração de sódio que pode causar dispersão da argila quando em presença de água, uma vez que o sódio tem grande raio hidratado.

Quadro 6 – Análise EDX da fração argila.

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	TiO_2	K_2O	SO_3	CaO	MnO	V_2O_5
45.8%	41.7%	6.1%	2.1%	2.0%	1.9%	0.2%	0.1%	0.1%

Quadro 7 – Análises química e físico-química do solo.

Cu	P	K	Na	Ca^{2+}	Mg^{2+}	Al^{3+}	H + Al	SB
mg/dm^3				$cmol/dm^3$				
3,18	13,7	12	175,9	5,89	0,91	0	2,5	7,59
pH	V	P-rem	MO	CTC(t)	CTC(T)	Zn	Fe	Mn
H_2O	%	mg/l	dag/kg	$cmol/dm^3$		mg/dm^3		
5,58	75,2	21,9	ND	7,59	10,09	2,35	72,3	11,4

pH em água - Relação 1:2,5 CTC (t) - Capacidade de Troca Catiônica Efetiva P - Na - K - Fe - Zn - Mn - Cu - Extrator Mehlich 1 CTC (T) - Capacidade de Troca Catiônica a pH 7,0 Ca - Mg - Al - Extrator: KCl - 1 mol/L V = Índice de Saturação de Bases H + Al - Extrator Acetato de Cálcio 0,5 mol/L - pH 7,0 m = Índice de Saturação de Alumínio B - Extrator água quente ISNa - Índice de Saturação de Sódio S - Extrator - Fosfato monocálcico em ácido acético Mat. Org. (MO) = C.Org x 1,724 - Walkley-Black SB = Soma de Bases Trocáveis P-rem = Fósforo Remanescente; ND= não detectado.

3.2 – Vinhaça

Foram coletadas amostras de vinhaça em uma vala que liga o descarte do efluente à lagoa de deposição da Coagro, que foram acondicionadas em galões de plástico, levadas para o laboratório e conservadas em ambiente com temperatura controlada (20±1°C).

Devido à presença de partículas em suspensão, as análises químicas e físico-químicas foram realizadas em amostras filtradas e não-filtradas. No Quadro 8 apresentam-se os resultados.

Quadro 8 – Análise química da vinhaça.

Amostra	pH	CE dS/m	C %	N kg/m^3	P2O5 kg/m^3	K2O kg/m^3	Ca kg/m^3	Mg kg/m^3	Na kg/m^3	Fe mg/dm^3	Mn mg/dm^3
1A	4,00	13,46	1,21	0,58	0,16	3,75	1,06	0,80	–	44	9
1B	4,00	13,28	1,16	0,52	0,14	3,52	1,05	0,75	–	42	9

1A – Não filtrada;1B – filtrada

3.3 – Ensaio de equilíbrio em lote

Esse ensaio foi realizado apenas para determinar os parâmetros de sorção do nitrato e do potássio, necessários ao programa POLLUTEv6®.

O procedimento teve por base as recomendações da EPA (1992).

Agitou-se um lote de amostras de mesma razão solo:solução, 1:4 (5 g de solo seco, corrigida em função da umidade higroscópica das amostras, e 20 ml de vinhaça), durante 24 horas. As solu - ções utilizadas foram a vinhaça bruta e soluções diluídas a partir desta em 7 diferentes proporções.

A amostra do solo foi seca ao ar, destorroada e passada na peneira 10 (2 mm).

Foram realizadas 3 repetições e um controle (branco) para cada solução. O controle, que continha apenas a solução, sem adição de solo, foi também colocado para agitar e foi utilizado para verificar a quantidade de metal que aderia ao frasco. A EPA (1992) recomenda uma diferença menor do que 3% entre a concentração inicial da solução e a concentração final no frasco de controle.

As soluções foram preparadas com a diluição de 100 ml de vinhaça pura em água destilada, em concentrações decrescentes e misturadas ao solo na razão 1:4. As amostras foram agitadas em mesa agitadora orbital por um período de 24 horas a 100 rpm para garantir o equilíbrio entre a vinhaça e o solo e, em seguida centrifugadas a 3500 rpm por 10 minutos.

Após a centrifugação, as amostras foram filtradas em papel filtro-rápido e guardadas em recipientes de polietileno, sob refrigeração, até a realização das análises químicas.

3.4 – Ensaio de difusão pura

Os ensaios foram realizados em sete corpos de prova, denominados CP1; CP2; CP3; CP4; CP5; CP6 e CP7, utilizando-se o método do reservatório simples com concentração decrescente da fonte contaminante, em ambiente com temperatura controlada (20ºC±1). A metodologia seguida foi semelhante à apresentada por Barone *et al.* (1989) e adaptada por Boscov (1997) para amostras compactadas.

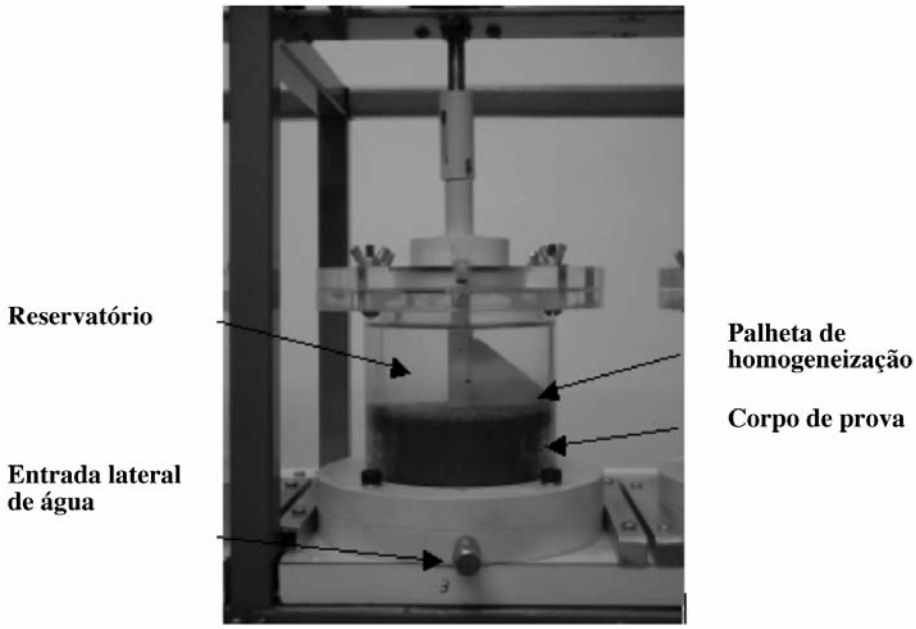
Às amostras CP1 a CP6 adicionaram-se 300 ml de vinhaça ao reservatório da célula de difu - são. O corpo de prova CP7 funcionou como controle, ao qual se adicionou apenas água deionizada. Na Figura 5 apresenta-se um detalhe da célula de difusão desenvolvida no Laboratório de Geotecnia Ambiental do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (Azevedo *et al.,* 2005 e Jesus, 2004).

Os corpos de prova foram compactados estaticamente dentro da célula utilizando uma prensa CBR para se obter grau de compactação de 95% em relação ao peso específico máximo obtido na curva de compactação do Proctor normal. A umidade de compactação foi próxima à ótima. No Quadro 9 apresentam-se algumas características dos corpos de prova.

Para saturar as amostras, percolou-se água destilada em fluxo ascendente, para facilitar a saída de bolhas de ar, até que se verificasse vazão de saída constante. Finda a saturação, retirou-se o excesso de água e preencheu-se lentamente a célula com a vinhaça, dando-se início ao ensaio de difuão. A solução foi permanentemente misturada por meio de uma palheta de PVC conectada a um motor, para manter a vinhaça homogeneizada.

Periodicamente, amostras do fluido no reservatório eram recolhidas em frascos de polietileno para determinação das concentrações de potássio e nitrato.

Após um período de oito dias para os corpos de provas CP1, CP2, e CP3 e de quatro para CP4, CP5, CP6, CP7, as amostras foram retiradas das células e fatiadas em três camadas com 1,0 cm de espessura e conservadas de modo a não perder umidade. De cada camada foram retiradas três porções de solo que foram diluídas em água destilada em uma proporção de 1:2 (uma parte de solo seco para duas de água destilada), agitadas durante 24 horas na mesa agitadora a 100 rpm e centrifugadas a 3500 rpm, durante 10 minutos. Em seguida, as amostras foram filtradas em papel filtro rápido, acondicionadas em frascos plásticos e mantidas resfriadas até análise das concentrações do nitrato e do potássio. Foram determinados também os teores de umidade de cada camada.



Fonte: Azevedo *et al.* (2005) e Jesus (2004)

Fig. 5 – Célula de difusão.

As determinações das concentrações do potássio foram realizadas no Laboratório de Resíduos do Departamento de Solo da Universidade Federal de Viçosa. As amostras foram digeridas (digestão total) e lidas no fotômetro de chama.

Para a determinação do nitrato utilizou-se a metodologia adaptada de Yang *et al.* (1998). Inicialmente, foram preparadas as soluções de NaOH 10 mol L^{-1}, e TRI composta de 2 g de salicilato de sódio, 4,0 g de NaCl e 0,2 g de sulfamato de amônio, dissolvidos em 200 mL de solução NaOH 0,01 mol L^{-1}. Pipetou-se uma alíquota de 1 mL da solução coletada no reservatório e extraída da solução intersticial, reservada em tubo de vidro. Em seguida, adicionou-se 0,5 mL da solução TRI e os tubos foram levados para a estufa a 65°C, até restar somente resíduo no fundo dos tubos.

Quadro 9 – Características das amostras no ensaio de difusão.

Corpo de prova	Grau de compactação (%)	γ_d (g/cm^3)	n	Tempo (dias)	e	Gradiente hidráulico* (cm/cm)
CP1	95,66	1,258	0,539	8	1,17	6,0
CP2	94,75	1,246	0,544	8	1,19	6,0
CP3	93,92	1,235	0,547	8	1,21	6,0
CP4	93,99	1,236	0,547	4	1,21	6,0
CP5	97,00	1,277	0,532	4	1,14	6,0
CP6	93,00	1,223	0,552	4	1,23	6,0
CP7	95,51	1,256	0,539	4	1,17	6,0

γ_d – massa específica seca; n – porosidade; e – índice de vazios; * no processo de saturação com água.

Adicionou-se 1 mL de H_2SO_4 ao resíduo, agitando-se vagarosamente a alíquota dentro do tubo. Após a agitação, acrescentaram-se 5 mL de água deionizada. A amostra foi deixada em repouso por um período de 30 minutos para resfriamento. Posteriormente, adicionaram-se mais 5 mL de solução NaOH 10 mol L^{-1} e agitou-se cuidadosamente.

Observou-se que amostras com maior concentração de nitrato apresentaram coloração mais escura do que aquelas com menor concentração. Na Figura 6 pode-se notar a variação da coloração da solução. À medida que a concentração de nitrato aumentava, a cor se intensificava.

A maioria das amostras apresentou concentrações de nitrato maiores do que à da solução padrão. Dessa forma, foi necessário proceder à diluição com água destilada. As leituras foram realizadas no espectrofotômetro, utilizando-se um comprimento de onda de 410 nm.

Do ensaio de difusão, para cada corpo de prova e para cada soluto monitorado na solução, foram obtidas as curvas de concentração de soluto no fluido do reservatório em função do tempo e de concentração de soluto no fluido intersticial versus altura do corpo de prova.

Fig. 6 – Variação da coloração da solução de nitrato.

3.5 – Determinação do coeficiente de difusão

Os coeficientes de difusão do nitrato e do potássio foram determinados utilizando-se o programa computacional POLLUTEv6®. As condições de contorno impostas foram massa finita no topo e fluxo zero na base da amostra de solo.

Entre os dados de entrada necessários ao programa na modelagem do ensaio de difusão pura estão a porosidade (n) e o peso específico seco (γ_d) do solo; o coeficiente de distribuição, K_d, ou os parâmetros das isotermas de Langmuir (b e S_m) ou de Freundlich (ε e K_f); o coeficiente de dispersão hidrodinâmica, D_h, que, no caso do ensaio de difusão pura, é o valor do coeficiente de difusão efetiva (desconhecido a priori), já que nesse tipo de ensaio a velocidade de percolação é muito baixa; e as concentrações inicial, C_0, e final, C_f, de cada soluto no reservatório fonte.

Para cada valor de D_e, o programa POLLUTEv6® fornece: (1) a curva de variação da concentração do soluto no reservatório fonte com o tempo; (2) a curva concentração do soluto na água intersticial em várias profundidades na camada do solo ao final do ensaio. Os valores de D_e que melhor ajustaram os pontos experimentais de concentração versus tempo e de concentração versus profundidade ou altura da amostra para o nitrato e para o potássio foram admitidos como sendo os coeficientes de difusão efetiva desses elementos.

4 – RESULTADOS

4.1 – Ensaio de equilíbrio em lote

Na Figura 7 apresentam-se as isotermas para o potássio (K^+) e para o nitrato (NO_3^-). Para o potássio, os pontos experimentais foram mais bem representados pela isoterma de Langmuir enquanto que para o nitrato, a isoterma de Freundlich forneceu o melhor ajuste aos pontos experimentais.

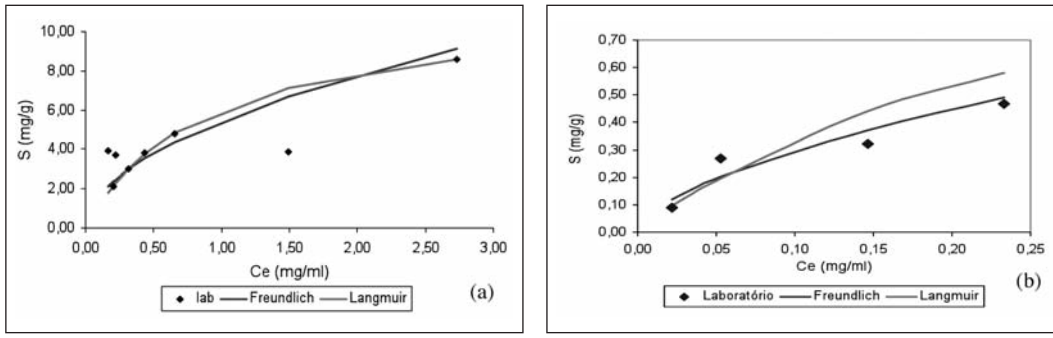


Fig. 7 – Isotermas de Freundlich e Langmuir. (a) potássio; (b) nitrato.

4.2 – Ensaio de difusão

Nas Figuras 8 e 9 apresentam-se, respectivamente, os perfis de concentração de K^+ e de NO_3^- do fluido do reservatório fonte *versus* tempo determinados experimentalmente, e os descritos pelas curvas ajustadas pelo programa POLLUTEv6® (Rowe & Booker, 1994) para o valor de D_e correspondente, indicado nas figuras. Foram fornecidos como dados de entrada do programa os valores dos parâmetros das isotermas de Langmuir, S_m e b, e de Freundlich, K_f e ε, para o potássio e para o nitrato, respectivamente, por terem fornecido melhor ajuste aos pontos experimentais dos ensaios de difusão.

Observa-se alguma dispersão nos resultados de concentração de NO_3^- e de K^+ no reservatório fonte versus tempo, que pode estar relacionada à presença de microorganismo (levedura), observado em análise microbiológica. Essas leveduras podem consumir nitrogênio e potássio durante a fermentação.

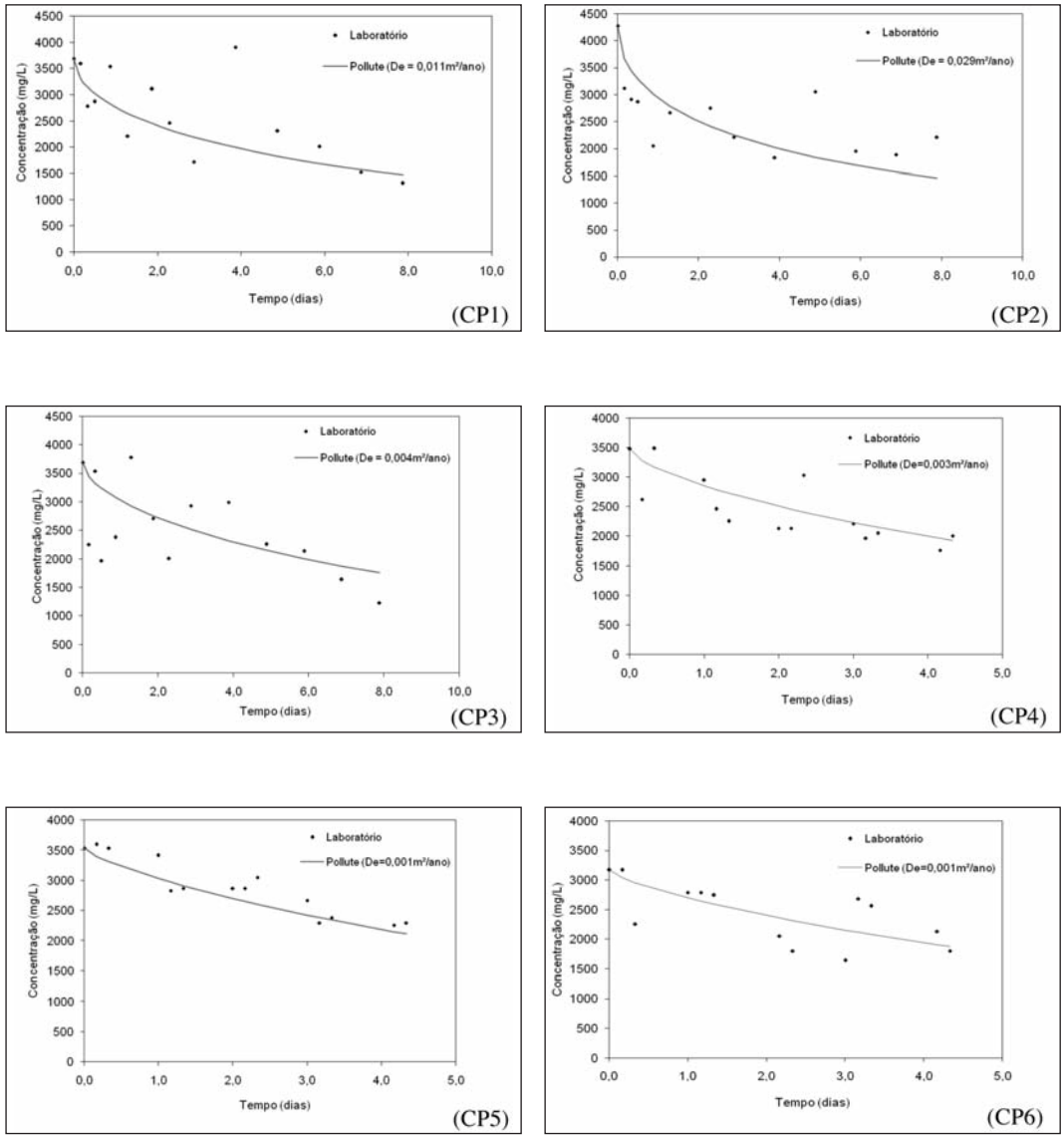


Fig. 8 – Curvas de concentração de K^+ no fluido do reservatório fonte em função do tempo.

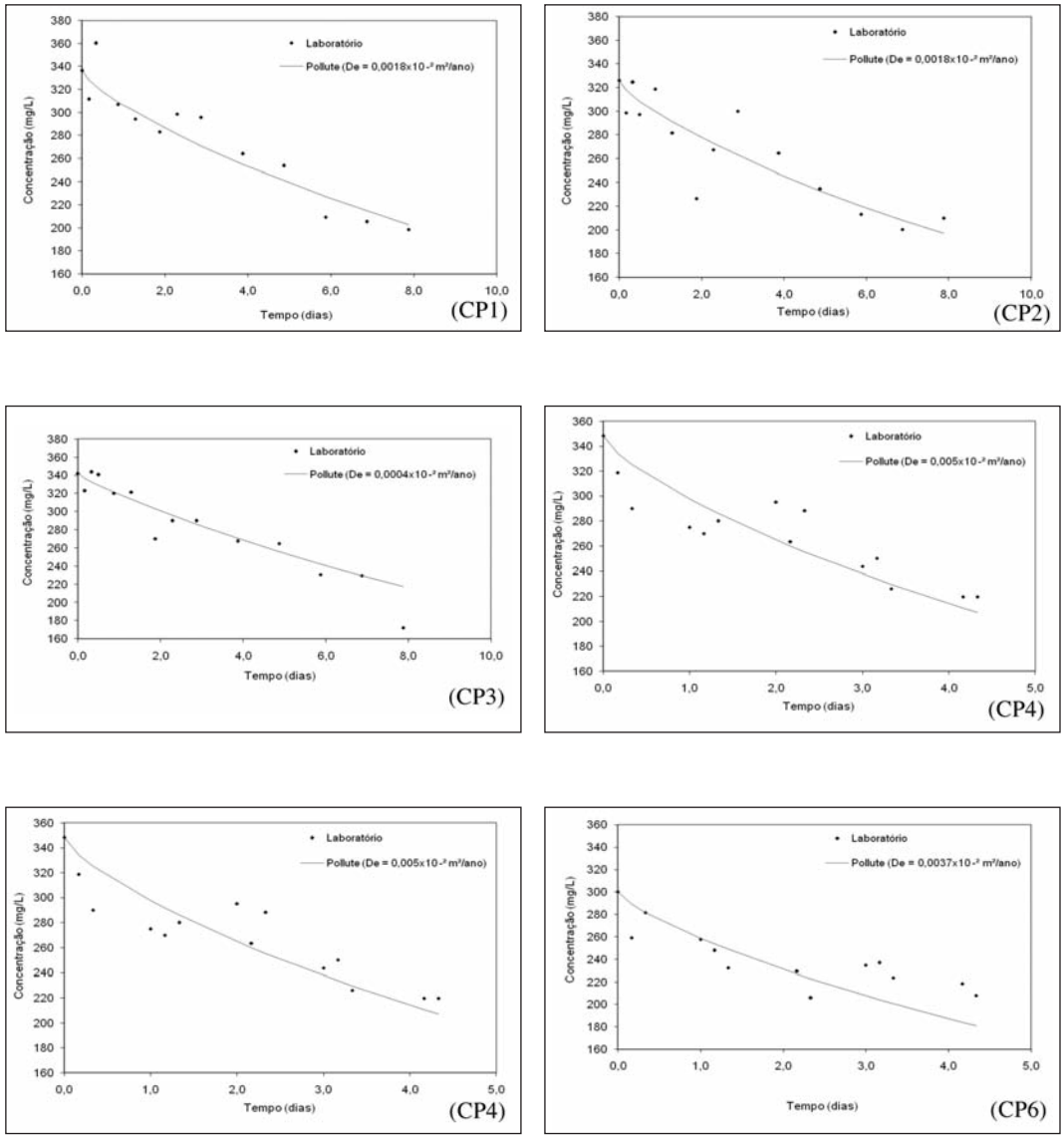
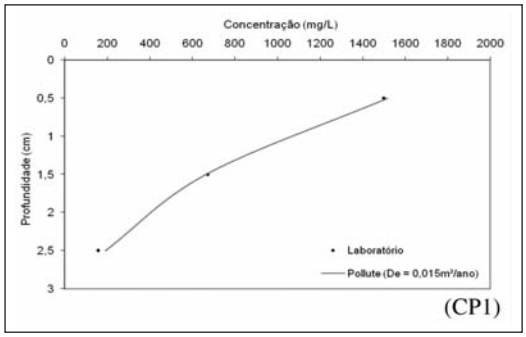
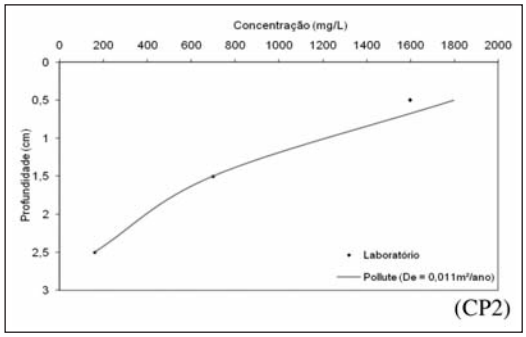


Fig. 9 – Curvas de concentração do NO_3^- no fluido do reservatório versus tempo.

Nas Figuras 10 e 11 apresentam-se, respectivamente, os perfis de concentração de K^+ e de NO_3^- no fluido intersticial versus altura da amostra determinados experimentalmente, e as curvas ajustadas pelo programa POLLUTEv6® (Rowe & Booker, 1994) com os respectivos valores de D_e. Ao programa foi fornecido, tanto no caso do potássio quanto do nitrato, o valor do coeficiente de distribuição para isoterma linear por fornecer uma curva com melhor ajuste aos dados experimentais do que os parâmetros das isotermas de Langmuir (S_m e b) para o potássio e de Freundlich (K_f e ε) para o nitrato. Segundo Rowe *et al.* (1995), a relação linear é considerada razoável para baixas concentrações de soluto.





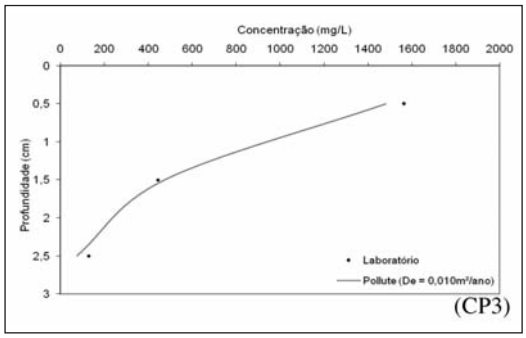


Fig. 10 – Curvas de concentração de K^+ no fluido intersticial ao longo da altura da amostra.

Não foi possível obter curvas teóricas de concentração de K^+ no fluido intersticial versus altura da amostra que se ajustasse aos resultados experimentais para os ensaios com duração de quatro dias.

Os resultados das análises químicas e físico-químicas (Quadro 7), indicaram que o potássio se encontra naturalmente presente, em pequena concentração, no solo natural. Com base nas análises químicas e na extração com água, não se observou qualquer alteração na concentração de K^+ no fluido (água deionizada) do reservatório fonte nem na solução intersticial do solo no ensaio de referência (CP7), indicando não ter havido dessorção desse elemento.

As concentrações de potássio e nitrato medidas no reservatório fonte no decorrer do ensaio com duração de quatro dias, e determinadas nas camadas de solo por extração com água, ao final, se mostraram elevadas. Para maior tempo de contato dos solutos com o solo, como se observou nas amostras ensaiadas por oito dias, houve aumento na quantidade de íons adsorvidos e, ou difundi - dos, indicando ser a duração um fator importante nesse tipo de ensaio.

4.3 – Coeficiente de difusão efetiva

Nos Quadros 10 e 11 apresentam-se, respectivamente, os valores dos coeficientes de difusão efetiva do potássio e nitrato, determinados com base nos perfis de concentração no fluido inters - ticial ao longo da altura da amostra e nos perfis de concentração no reservatório fonte *versus* tempo.

Para o potássio observa-se que o coeficiente de difusão efetiva médio para o ensaio de oito dias, determinado a partir de sua concentração no fluido do reservatório, apresentou valor médio cerca de dez vezes maior do que para o ensaio de quatro dias. O valor do coeficiente de difusão de - terminado a partir do perfil de concentração no fluido intersticial, para oito dias, não se mostra

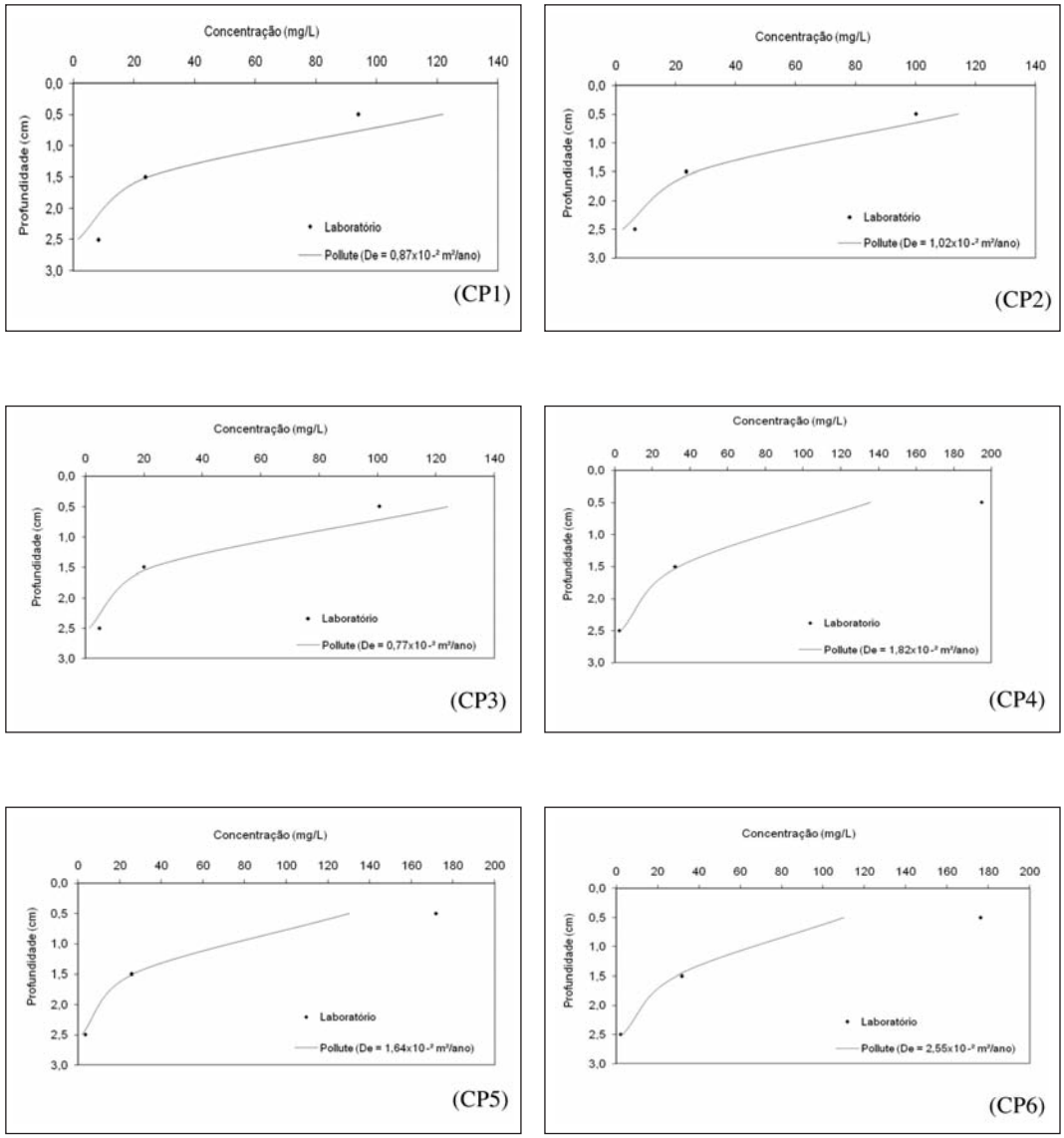


Fig. 11 – Curvas de concentração de NO_3^- no fluido intersticial ao longo da altura da amostra.

significativamente diferente do valor de D_e determinado com base nas curvas de concentração no reservatório versus tempo.

No caso do nitrato, o coeficiente de difusão efetiva para o ensaio de oito dias foi pouco menor do que o determinado para o ensaio de quatro dias, tanto a partir da concentração no fluido do reservatório fonte quanto no fluido intersticial. A diferença entre os valores de D_e, nos ensaios de oito e de quatro dias, determinados a partir das curvas de concentração de nitrato no fluido inters - ticial, pode estar relacionada ao tempo de contato entre o soluto e o solo. Maior tempo de contato favorece o mecanismo químico da sorção, fazendo com que o soluto difunda menos, reduzindo o valor de D_e. Jesus (2004) também verificou que o coeficiente de difusão efetiva do zinco em um solo argiloso compactado diminuiu com o aumento do tempo de ensaio.

Quadro 10 – Coeficiente de difusão efetiva de K^+ obtido a partir do perfil de concentração no fluido intersticial *versus* altura da amostra.

		Concentração no fluido intersticial *vs.* altura da amostra			Concentração no reservatório fonte *vs.* tempo			
Amostra	**Ensaio (dias)**	**K_d (cm^3/g)**	**D_e x 10^{-3} (m^2/ano)**	**D_e médio x 10^{-3} (m^2/ano)**	**S_m**	**b**	**D_e x 10^{-3} (m^2/ano)**	**D_e médio x 10^{-3} (m^2/ano)**
CP1	8	1,135	15		11,39	1,13	11,0	
CP2	8	0,903	11	12	11,39	1,13	29,0	14,6
CP3	8	1,135	10		11,39	1,13	4,0	
CP4	4	1,246	–		11,39	1,13	3,0	
CP5	4	1,212	–	–	11,39	1,13	1,0	1,6
CP6	4	1,438	–		11,39	1,13	1,0	

S_m e b – constantes da isoterma de Langmuir

Quadro 11 – Coeficiente de difusão efetiva do NO_3^- obtido a partir do perfil de concentração no fluido intersticial *versus* altura da amostra.

		Concentração no fluido intersticial *vs.* altura da amostra			Concentração no reservatório fonte *vs.* tempo			
Amostra	**Ensaio (dias)**	**K_d (cm^3/g)**	**D_e x 10^{-2} (m^2/ano)**	**D_e médio x 10^{-2} (m^2/ano)**	**K_f**	**ε**	**D_e x 10^{-5} (m^2/ano)**	**D_e médio x 10^{-5} (m^2/ano)**
CP1	8	1,588	0,87		1,17	0,5946	1,8	
CP2	8	1,710	1,02	0,89	1,17	0,5946	1,8	1,3
CP3	8	1,523	0,77		1,17	0,5946	0,4	
CP4	4	1,461	1,82		1,17	0,5946	5,0	
CP5	4	1,514	1,64	2,00	1,17	0,5946	5,0	4,6
CP6	4	2,079	2,55		1,17	0,5946	3,7	

K_f e ε - constantes da isoterma de Freundlich

No caso estudado, os valores dos coeficientes de difusão efetiva determinados com base nas curvas de concentração no fluido intersticial versus altura da amostra são aqueles que deverão ser considerados em análises, tendo em vista o melhor ajuste das curvas teóricas aos pontos experimentais.

Rowe *et al.* (1988) encontraram valores de D_e para o potássio entre 1,9E-02 e 2,2E-02 m^2/ano, utilizando uma solução de KCl em solo argiloso. O valor médio determinado nesse trabalho, 1,2 E-02 m^2/ano, para uma argila de alta plasticidade percolada por vinhaça, é 40% menor do que o limite inferior encontrado por aqueles pesquisadores.

Segundo Shackelford & Daniel (1991) valores médios do coeficiente de difusão de ânions determinados em um solo argiloso caulinítico, sem aplicação de vinhaça, foram da ordem de 1,2E-02 m^2/ano a 3,2E-02 m^2/ano. As médias dos valores encontrados para o nitrato nesse trabalho, com base nas curvas de concentração no fluido intersticial *versus* altura da amostra, para ensaios de quatro e oito dias, 0,89E-02 m^2/ano e 2,0E-02 m^2/ano, respectivamente, encontram-se próximos daqueles valores.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com relação aos estudos realizados, julgam-se relevantes as seguintes conclusões:

- As isotermas de Langmuir para o potássio e a de Freundlich para o nitrato foram as que melhor ajustaram os dados experimentais;
- A duração do ensaio foi fator importante, pois com o aumento do tempo de contato dos so - lutos com o solo, houve aumento na quantidade dos íons adsorvidos e, ou difundidos;
- Houve dispersão nos resultados observados nas curvas de concentração de potássio e nitrato no reservatório fonte em função do tempo. Essa dispersão pode estar relacionada à presença de microorganismo (levedura) observado em análise microbiológica, que pode consumir potássio e nitrogênio durante a fermentação;
- Não foi possível obter uma curva teórica para a concentração de potássio no fluido intersticial em função da altura da amostra que se ajustasse aos resultados do ensaio de difusão com duração de quatro dias, utilizando o programa POLLUTEv6®, já que este não leva em conta reações químicas;
- O coeficiente de difusão do potássio para o ensaio de oito dias, determinado a partir de sua concentração no fluido do reservatório fonte, apresentou valor médio cerca de dez vezes maior do que o encontrado no ensaio de quatro dias. O valor médio de D_e determinado com base no perfil de concentração no fluido intersticial, para oito dias, não diferiu significativamente do valor determinado a partir das curvas de concentração no reservatório *versus* tempo.
- Os coeficientes de difusão do nitrato, determinados a partir de sua concentração no fluido do reservatório fonte e no fluido intersticial, no ensaio de oito dias foram menores do que aqueles determinados no ensaio de quatro dias;
- A diferença nos valores de D_e para o nitrato, determinados a partir das curvas de concentração no fluido intersticial, nos ensaios de oito e quatro dias, está relacionada ao tempo de con - tato da vinhaça com o solo, que favoreceu o processo químico de sorção;
- Os valores do coeficiente de difusão efetiva do potássio e do nitrato, determinados a partir das curvas concentração no fluido intersticial versus altura da amostra, encontram-se próximos de valores encontrados na literatura para solos argilosos.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro (FAPERJ) pela bolsa concedida, e à Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela realização dos ensaios, e à Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF).

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 6457 (1986) – Amostra de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 6459 (1984) – Solo – Determinação do Limite de Liquidez.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 6508 (1984) – Determinação da Massa Específica.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 7180 (1984) – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 7181 (1984) – Análise Granulomértica.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 7182 (1986) – Solo – Ensaio de Compactação.

Azevedo, I. C. D.; Nascentes, C. R.; Matos, A. T.; Azevedo, R. F. (2005). Determinação de parâmetros de transporte de metais pesados em solo residual compactado. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.9, n.4, p.623-630. Campina Grande, PB.

Barone, F. S. (1990). Determination of diffusion and adsorption coeficients for some contaminats in clayey soil and rock: laboratory determination and field evaluation. Ph. D. Thesis. University of Western Ontario (UWO) London, Ontario.

Barone, F. S. Yanful, E. K. Quigley, R. M. Rowe, R. K. (1989). Effect of multiple contaminant migration on diffusion and adsorption of some domestic waste contaminants in a natural clayey soil. Canadian Geotechnical Journal, 26.

Bear, J. (1972). Dynamics of fluids in porous media. American Elsevier, New York, N. Y.

Boscov, M. E. G. (1997). Contribuição ao projeto de sistemas de contenção de resíduos perigosos utilizando solos lateríticos. São Paulo: Universidade de São Paulo. Tese de Doutorado – Escola Politécnica. 259p.

Boscov, M. E. G.; Oliveira, E.; Ghilardi, M. P.; Silva, M. M., (1999). Difusão de metais através de uma argila laterítica compactada. In: REGEO'99, 4º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, pp. 323-330.

Busato, J. G. Canellas, L. P. Velloso, A. C. X. (2005). Fósforo num Cambissolo cultivado com cana-de-açúcar por longo tempo. I: Fracionamento seqüencial. R. Bras. Ci. Solo, 29, p. 935-945.

Casarini, D. C. P. (1989). Efeito da Fertirrigação com Vinhaça nas Propriedades químicas e micro - biológicas do solo em um sistema de disposição de efluente industrial. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 179p.

Cortez, L. Magalhães, P. Happi, J. (1992). Principais Subprodutos da agroindústria canavieira e sua valorização. Revista Brasileira de Energia,vol.2 nº2.

Crank, J. (1975). The mathematics of diffusion. Oxford University Press.

EPA, Environmental Protection Agency (1992). Technical Resource Document: Batch-type Proce - dures for Estimating Soil Adsorption of Chemicals. EPA/530-SW-87-006-F. Office of Solid Waste and Emergency Response, Washington. 100 pp.

Freeze, R. A. & Cherry, J. A. (1979). Groundwater. Prentice Hall. Inc. U.S. 604 pp.

Gillham, R. W. (1981). Physical Processes and Mathematical Models of Contaminant Migration. Subsurface Contaminant Migration from Mine and Mill Waste Impoundments, Colorado State University.

Gonçalves, C. A. S.; Silva, E. L. (2000). Tratamento Físico Químico da Vinhaça. XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES – Associação Brasileira de En - genharia Sanitária e Ambiental.

Habert, C.; Egler, M. A.; Nobrega, R. (1982). Concentração de vinhoto por osmose inversa. PEQ/COPPE/UFRJ, Relatório COPPETEC ET-1170.

Hespanhol, I. (1979). Os efeitos do programa nacional do álcool sobre o meio ambiente. Energia-Fonte Alternativas 1(5): 23-45 p.

IBGE. (2003). Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. http://www.ibge.gov.br/home/

Jardim. (2007). Álcool: solução para o passado, presente e futuro. Texto da Internet. www.ambientebrasil.com.br.

Jesus, S. C. (2004). Difusão de Zinco em Camada Compactada de Solo Residual de Gnaisse. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotacnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, 75p.

Kiehl, E. J. (1985). Fertilizantes orgânicos. São Paulo: Agronômica Ceres. 492p.

Lerman, A. (1979). Geochemical processes: water and sediment environments. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.

Loher, R. C. (1977). Pollution Controll for agriculture, New York: Academic Press. 467p.

Manhães, M. S. Souza, D. Berto, P. N. A. (2002) Monitoramento de áreas canavieiras fertirrigadas no Norte- Fluminense. Campos dos Goytacazes – RJ.

Matos, A. T. (2004). Disposição de águas residuárias no solo. Viçosa –MG.

Medeiros, S. C. L. Ribeiro, S. R. Coneglian, C. M. R. Barros, R. M. Brito, N. N. Sobrinho, G. D. Tonso, S. Pelegrini, R. (2003). Impactos da Agroindústria canavieira sob o meio ambiente. III Fórum de Estudos Contábeis. Faculdades Integradas Claretianas. Rio Claro. São Paulo

Nobre, M. M. M. (1987). Estudo Experimental do Transporte de Poluentes em Solos Argilosos Compactados. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil. 214 p.

Oliveira, P. A. V. (1993). Manual de manejo e utilização dos dejetos de suínos. Concórdia, EMBRAPA/CNPSA Documentos, 27. 188p.

Reddi, L. N.; Inyang, H. I. (2000). Geoenvironmental Engineering – principles and aplications. Marcel Dekker. 494p.

Ritter, E. Campos, J. C. Gatto, R. L. (2003). Medidas do processo de contaminação da argila orgânica da barreira lateral do aterro metropolitano de Gramacho. V Congresso Brasileiro de Geo - tecnia Ambiental - REGEO'2003. Porto Alegre.

Rowe, R. K, & Booker, J. R. (1985). 1-D pollutant migration in soils of finite depth. Journal of Geotechnical Engineering. V,111, n.4 , p. 479 – 499.

Rowe, R. K.; Booker, J. R. (1994). Program POLLUTEv6®-1D Pollutant Migration Analysis Program, Geotecnical research Centre, Faculty of Engininnering Science, UWO, London, Canada.

Rowe, R. K. Caers, C. J. Barone, F. (1988). Laboratory determination of diffusion and distribuition coefficients of contaminants using undisturbed clayey soil. Canadian Geotechnical Journal, 25, p. 108-118.

Rowe, R. K. Quigley, R. M. Booker, J. R. (1995). Clayey barrier systems for waste disposal facilities. E&FN Spon, London. 390 p.

Sanchez, P. A. (1976). Properties and Management of Soils in the Tropics. New York: Wiley – Interscience. 618 p.

Sena, M. E. R. (1998). Aproveitamento do Vinhoto como fertilizante e na geração de biogás através da combinação de processos com membranas e fermentação anaeróbica. Projeto submetido à FAPERJ-E26/171.524/98-RJ.

Shackelford, C. D. & Daniel, D. E. (1991). Diffusion in saturated soil. I, Background. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. 117(3). p. 467-484.

Shackelford, C. D. & Rowe, R. K.. (1998). Contaminant transport modeling. In: Congress on Environmental Geotechnics. Proceedings. Lisboa. p. 939-956.

Szmrecsányi, T. (1994). Tecnologia e degradação ambiental: o caso da agroindústria canavieira no Estado de São Paulo. Revista Informações Econômicas, São Paulo, Vol. 24, Nº.10.

Vieira, D. B. (1986). Relação Água solo e planta. In: Telles, D. D. (ed). Elaboração de projetos de irrigação. Capítulo 1. Brasília. Programa Nacional de Irrigação.

Wilkie, A. C. Riedese, K. J. Owens J. M. (2000). Stillage characterization and anerobic treatment of ethanol stilage from conventional and celluolosic feedstocks. Biomass and Bioenergy, 19: 63-102 p.

Yang J. E; Skogley E. O; Schaff B. E; Kim J. J. (1998). A simple spectrophotometric determination of nitrate in water, resin and soil extracts. Soil Science Society of American Journal 62: 1108-1115.

Yong, R. N. Mohamed, A. M. O. Warkentin, B. P. (1992). Principles of contaminant transport in soils. Amsterdam Elsevier Science Publishers B. V. 327p.

LAVRA DE GRANITOS COM FIO DIAMANTADO NO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO, BRASIL

Granite quarries using diamond wire in the Espirito Santo state, Brazil

Isaura Clotilde Martins da Costa Regadas*
José Eduardo Rodrigues**
Antenor Braga Paraguassú***

RESUMO – A utilização do fio diamantado na lavra de granitos ornamentais no Brasil é uma técnica de corte relativamente recente e, por esta razão, alguns problemas são decorrentes, principalmente do uso incorreto dos equipamentos, assim como também da falta de experiência dos operadores. Os casos aqui apresentados se reportam a observações em pedreiras localizadas no Estado do Espírito Santo, nas quais as imperfeições no corte se relacionam à velocidade imposta, à torção do cabo, à refrigeração do fio, à retirada antecipada das polias auxiliares e à execução inadequada das emendas. A estes fatores técnicos se somam outros, de natureza geológica que, embora reconhecidamente relevantes, não foram objeto desta pesquisa. A finalidade precípua deste trabalho é a de registrar somente os aspectos relacionados ao uso inadequado do fio diamantado na região de maior explotação de granitos ornamentais do Brasil.

ABSTRACT – The use of diamond wires in ornamental granite mining is a relatively new technique in Brazilian quarries. For this reason, some problems are caused mainly by misuse of equipments and operators' inexperience. The cases presented in this paper refer to observations done in quarries located in the State of Espirito Santo. In these quarries, the cut imperfections are related to cutting speed, cable twist, wire cooling, premature auxiliary pulley removal and improper cable joints. Although there are additional geological factors that affect the cutting operations, they have not been considered in this research. The main objective of this work was to record only the aspects related to the misuse of diamond wire in the Brazilian region where major granite exploration activities are accomplished.

PALAVRAS CHAVE – Rochas ornamentais, lavra granito, fio diamantado, Espírito Santo - Brasil.

1 – INTRODUÇÃO

O Brasil é um dos maiores produtores de granitos do mundo e segundo a ABIROCHAS (2007), exportou em 2006, 1.285.623,38 toneladas de rochas silicáticas brutas (blocos e placas simplesmente serradas) e consumiu internamente 27,5 milhões m^2, na forma de placas. Estes fatos justificam a importância do estudo da extração de blocos com fio diamantado, posto que esta técnica, não obstante ser amplamente difundida em outros países que comercializam granitos, no Brasil só recentemente foi consolidada.

* Engenheira Civil, Bolseira da CAPES, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. E-mail: isauraregadas@yahoo.com.br
** Professor Titular, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. E-mail:zeduardo@sc.usp.br
*** Professor Titular, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. E-mail: nonus@sc.usp.br

As vantagens do fio diamantado na extração de blocos de granito, em relação às técnicas tradicionais, são as seguintes: aumento da produtividade, diminuição da intensidade de ruído e de vibrações, diminuição de resíduos finos (pó de rocha) e significativa melhora do produto final. Independentemente destes aspectos positivos, o corte de granitos com fio diamantado pode apresentar alguns problemas, geralmente decorrentes de sua utilização incorreta.

O trabalho ora apresentado foi realizado em pedreiras do estado do Espírito Santo e relaciona os principais problemas associados ao uso do fio diamantado na extração de blocos. A estes problemas técnicos se somam outros, de natureza geológica que, embora reconhecidamente relevantes, não foram objeto desta pesquisa. A finalidade precípua deste trabalho é a de registrar somente os aspectos relacionados ao uso inadequado do fio diamantado na região de maior explotação de granitos ornamentais do Brasil. Face aos objetivos do presente trabalho, esta inadequação da utilização do fio se sobrepõe em relação aos fatores geológico-geotécnicos das explotações envolvidas além do fato de que inexistem trabalhos que abordam tais problemas na literatura nacional.

2 – MATERIAIS

2.1 – Tipos de fios diamantados

O fio diamantado é constituído por um cabo de aço galvanizado de 5 mm de diâmetro, que funciona como suporte para as pérolas diamantadas, as quais são separadas, ao longo do cabo por molas metálicas quando utilizados na extração de blocos de mármore, ou por material plástico ou borracha, quando utilizados para rochas silicatadas (Figura 1). Geralmente o comprimento total do fio diamantado, usado em lavra de granito, varia de 50 metros a 70 metros.

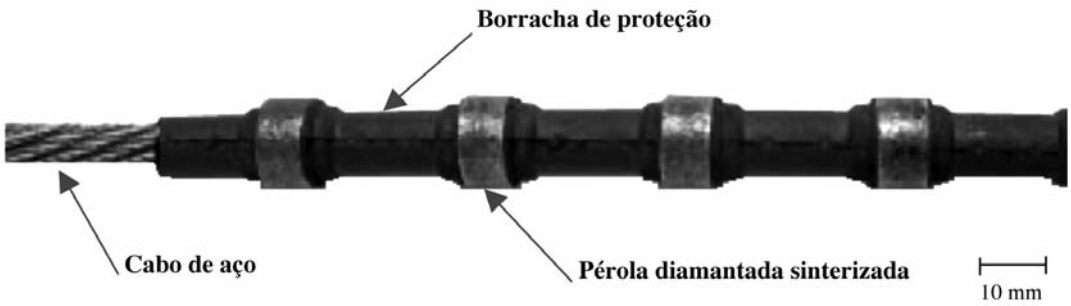


Fig. 1 – Disposição dos principais componentes de um fio diamantado vulcanizado.

As pérolas são constituídas por um anel metálico (aço) que suporta um conjunto de segmentos diamantados formados por uma pasta diamantada, a qual é composta por uma liga metálica e grãos de diamante. O diâmetro externo da pérola varia de 10,0 mm até 11,5 mm e tem comprimento de 6 mm, de acordo com o fabricante e o tipo de pérolas (Figura 2). Durante o corte, este diâmetro diminui, até atingir o anel metálico, ficando sem a pasta diamantada e, portanto, com função prejudicada. Este anel possui diâmetro que pode atingir até 7,0 mm, também de acordo com o fabricante e o tipo de pérola. Geralmente, o número de pérolas dos fios diamantados varia de 32 a 40 por metro.

Existem dois procedimentos de fabricação das pérolas: o eletrolítico, no qual os grãos de diamante são depositados por eletrólise e a sinterização, que consiste na homogeneização de grãos de diamante com metais na forma de pó submetidos a alta pressão e temperatura.

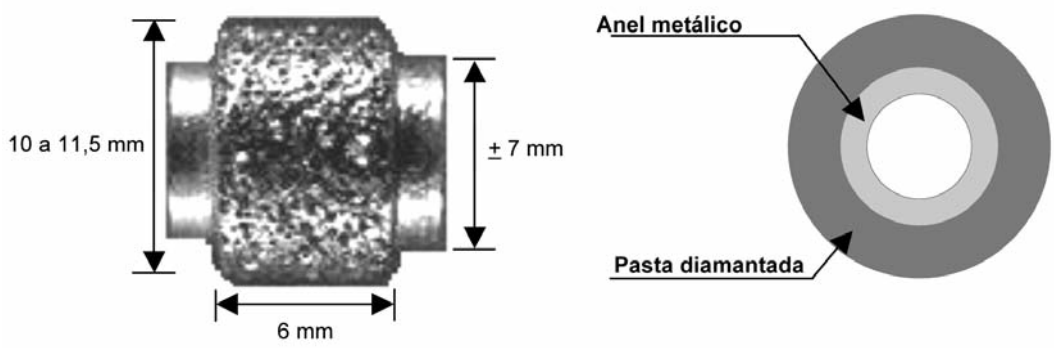


Fig. 2 – Dimensões padrão de uma pérola diamantada.

2.1.1 – Fios Diamantados Plastificados

Os primeiros fios diamantados eram constituídos essencialmente por um cabo de aço, pérolas e uma mola que estabelecia o espaçamento entre elas. Essa configuração básica apresentou alguns problemas no cabo de aço, devido à ausência de proteção contra agentes de contaminação/oxidação, processos estes responsáveis por uma rápida deterioração (poeira, água, etc.). Uma proteção constituída basicamente por um plástico envolvendo o cabo e a ligação cabo-pérolas, foi a alternativa para dirimir tais problemas (Figura 3).

A utilização de plásticos para a proteção do cabo de aço ocorreu inicialmente na extração de mármores e, atualmente, em algumas lavras de granitos.

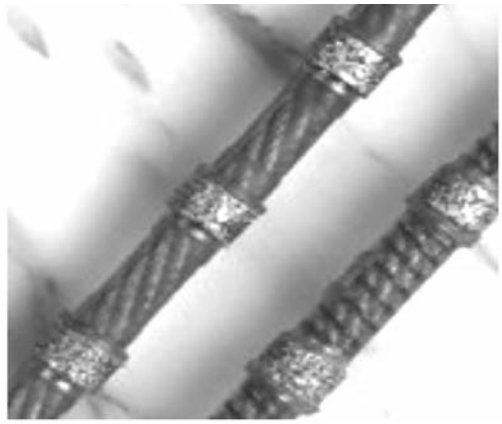


Fig. 3 – Exemplo de fios diamantados plastificados.

2.1.2 – Fios Diamantados Vulcanizados

A vulcanização é um processo termoquímico aplicado aos polímeros elastoméricos (borrachas) que devido à vulcanização, adquirem propriedades físicas que as tornam adequadas a várias aplicações, inclusive como elemento integrante dos fios diamantados. O processo consiste em envolver com borracha o cabo de aço e os espaços vazios deixados entre as pérolas e o cabo, de forma a tornar os componentes interligados (Figura 4). Esta técnica torna o cabo mais pesado, porém mais flexível.

Fig. 4 – Exemplo de fio diamantado vulcanizado.

2.2 – Máquina operadora do fio diamantado

As máquinas de fio diamantado, utilizadas atualmente em lavra de granitos ornamentais, são basicamente movidas a eletricidade e apresentam grande robustez, com ótima estabilidade e desempenho, mesmo nos cortes de grandes dimensões (Figura 5a). Consistem de uma plataforma utilizada para abrigar a motorização e o deslocamento da máquina é realizado por meio de um sistema cremalheira-pinhão, ou por patins solidários ao chassi, que deslizam sobre trilhos. O seu acionamento é feito à distância, por meio de um painel de comando. De modo geral, o volante principal possui diâmetro que varia de 500 mm a 1.000 mm e é posicionado na máquina lateralmente aos trilhos, possibilitando ser rotacionado 360º, o que permite a execução de cortes verticais paralelos e de levante (corte horizontal). O volante é responsável pelo movimento de translação (circular) do fio, cujo tensionamento é feito de maneira controlada, por meio do deslocamento para trás da unidade tracionadora. As polias, que servem como guia para o fio diamantado, tem um diâmetro de aproximadamente 350 mm (Figura 5b).

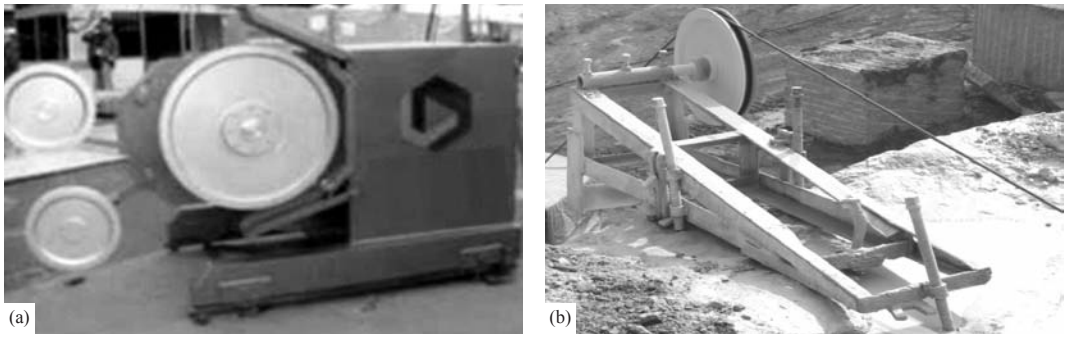


Fig. 5 – (a) Máquina de fio diamantado; (b) disposição da polia guia para a execução de corte vertical.

Os parâmetros mais importantes que devem ser observados na máquina de corte são a potência e a velocidade periférica linear. No que se refere à potência do motor principal, ela vai influir significativamente na capacidade de trabalho do fio diamantado. Além da potência, a rotação do motor principal (rpm) é fator determinante para obtenção do torque, que é dado pela equação:

$$\Delta F = \frac{716 \times P}{rpm} \quad (1)$$

Onde:

ΔF = Torque do motor (kgf/m);
P = Potência do motor (cv);
rpm = Revoluções por minuto do motor;
716 = Constante.

De acordo com Caranassios e Pinheiro (2004) a velocidade periférica ou linear do fio diamantado, em circuito fechado, é inversamente proporcional à dureza da rocha. Nos mármores, varia de 35 m/s a 40 m/s e, nos granitos, de 16 m/s a 28 m/s, sendo obtida a partir do diâmetro do volante juntamente com as revoluções do motor, ou seja:

Velocidade Periférica (m/s) = comprimento da circunferência do volante (m) x rpm / 60

2.3 – Ciclo operacional

Caranassios e Pinheiro (2004) mencionam que para a realização do corte com fio diamantado é necessário efetuar um conjunto de passos visando o seu bom funcionamento. A seguir são apresentadas as principais etapas operacionais do corte com fio diamantado:

– Realização de furos: é utilizada uma perfuratriz denominada de down-the-hole ou fundo-de-furo, destinada à realização dos furos horizontais e verticais, com diâmetro da ordem de 90 mm a 105 mm.

– Instalação de polias guias: as polias guias ou auxiliares deverão ser instaladas e alinhadas em função do corte a ser realizado.

– Instalação do fio: a introdução do fio diamantado nos furos é realizada com o auxílio de um fio de nylon que é transportado, por ar comprimido até a sua saída no furo. Amarra-se, então, o fio diamantado no cordão e puxa-se até a sua passagem pelos furos.

– Aplicação de torção: consiste na aplicação de torções que podem variar de 1,5 a 2,0 voltas por metro no fio, para se obter um desgaste homogêneo das pérolas.

– Emenda: a maneira mais prática de "fechar" um cabo diamantado é engastar nas suas extremidades tubos ou elementos de aço com rosca.

– Circulação preliminar do fio: após o circuito do fio diamantado estar "fechado" e pronto para o corte, deve-se puxar o fio no sentido que irá circular, de forma a verificar que ele não está preso na rocha ou nas polias, evitando assim uma possível ruptura.

– Início do corte: no início do corte deve ser aplicada uma baixa velocidade periférica, que deverá ser aumentada gradativamente à medida que se obtenha o arredondamento das quinas do corte. Nesta fase inicial de corte, o fluxo de água deve ser maior.

– Refrigeração do fio: o fio diamantado deve transportar a quantidade de água necessária para sua refrigeração ao longo de toda a extensão do corte, de maneira a promover, também, a expulsão do material cortado.

– Finalização do corte: na fase de término do corte é recomendável diminuir a velocidade de avanço da máquina, devido ao aumento de desgaste das pérolas, que sofrerão "stress" provocado pela diminuição do raio de curvatura do fio.

3 – MÉTODOS

3.1 – Trabalho de campo

Os trabalhos foram realizados em duas etapas,a primeira representada por visitas a empresas produtoras de máquinas e de fios diamantados, para melhor conhecer o produto e seu funcionamento e a segunda constou de observações em pedreiras que operam com fio diamantado. As pedreiras visitadas se situam no Estado do Espírito Santo, em particular no município de Barra de São Francisco, onde se encontra a maior concentração de lavras de granito ornamental do estado.

Foram coletadas amostras para análise petrográfica e amostras de fios diamantados para análise das principais feições referíveis às etapas antes e após o corte de blocos.

3.2 – Laboratório

As amostras dos fios diamantados recolhidas nas pedreiras foram submetidas a observações efetuadas em lupa digital da marca Scalar, com aumento de 50 vezes e com sistema para aquisição de imagens.

As rochas estudadas foram os "granitos" Ouro Brasil e Desert Storm, os quais foram escolhidos devido ao seu alto valor econômico (aproximadamente US$ 600/m^3), à sua consagração internacional e às diferenças geológicas marcantes. A análise petrográfica destas rochas foi realizada no Laboratório do Departamento de Petrologia e Metalogenia do Instituto de Geociências e Ciências Exatas da Universidade Estadual Paulista – Campus de Rio Claro – SP. A descrição das duas rochas será apresentada a seguir.

"Granito" Ouro Brasil é um ortognaisse sienogranítico de coloração róseo clara com estrutura grosseiramente orientada do tipo gnáissica homogênea, inequigranular de granulação média a grossa (Figura 6). A estrutura orientada é definida pelo pronunciado estiramento mineral, principalmente dos cristais de quartzo e de feldspatos. Seus minerais essenciais são quartzo (35,0%), feldspato potássico (ortoclásio/microclínio - 44,0%), plagioclásio (oligoclásio - 13,0%), granada (3,5%), biotita (2,0%) e como acessórios opacos (1,0%), apatita, zircão, sillimanita e secundários (1,5%) sericita, epidoto, carbonatos, argilo-minerais, óxidos/hidróxidos de ferro.

Os contatos minerais ao longo dos planos que definem a estrutura orientada da rocha são discretamente côncavo-convexos a planares, indicando certa descontinuidade física segundo posições paralelas aos planos de maior estiramento mineral.

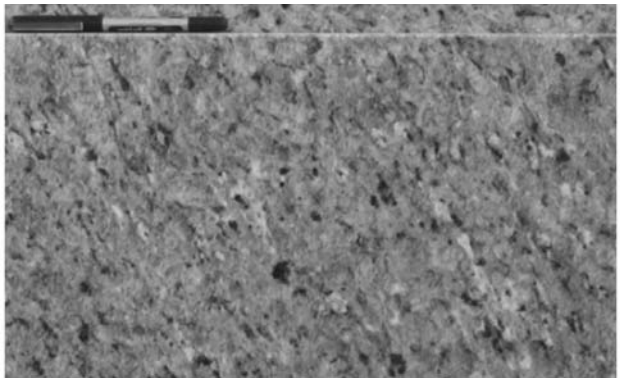


Fig. 6 – Aspecto de um ladrilho do material denominado por "granito" Ouro Brasil.

"Granito" ***Desert Storm*** é um migmatito nebulítico gnaissificado róseo amarelado (Granito Pegmatóide Gnaissificado), que exibe estrutura foliada, com intensidade variável, mais evidente nas porções mesossômicas (Figura 7). Nestas porções exibem discreta alternância entre leitos quartzo-feldspáticos e delgados filetes enriquecidos em sillimanita, biotita e granada de granulação mais fina. Seus minerais essenciais são quartzo (30,0%), feldspato potássico (microclínio - 32,0%) plagioclásio (oligoclásio - 28,0%), biotita (4,0%) e como acessórios opacos (2,5%), sillimanita, granada, apatita e zircão e secundários (< 3,5%) sericita, muscovita, epidoto, clorita, carbonatos, argilo-minerais, óxidos/hidróxidos de ferro.

A rocha exibe alguns planos descontínuos de microfalhas que ocasionam discretos deslocamentos transversais das estruturas da rocha. Também cabe destacar a presença dos planos melanossômicos, definidos pelas concentrações lineares de cristais de biotita, que representam descontinuidades físicas.

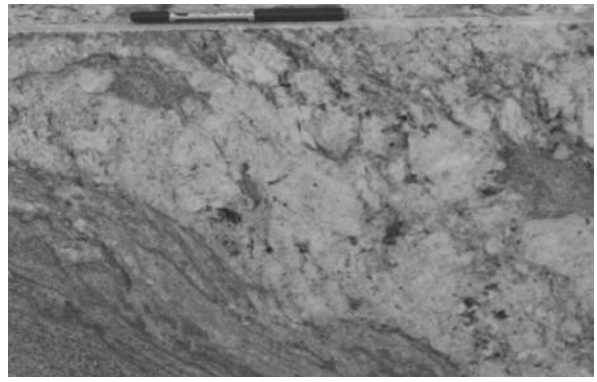


Fig. 7 – Aspecto de um ladrilho do material denominado por "granito" *Desert Storm*.

4 – PROBLEMAS NO FIO DIAMANTADO

O acompanhamento efetuado nas pedreiras estudadas permitiu constatar a existência de alguns problemas oriundos da utilização incorreta do fio diamantado. Para o seu bom funcionamento, no tocante à qualidade do corte e à vida útil, é necessário observar alguns cuidados no seu manuseio que vão desde a colocação do fio nas polias e na máquina operadora até o controle dos parâmetros operacionais (velocidade, amperagem, etc.). Quando tais procedimentos não são realizados com a devida atenção, algumas anomalias podem ocorrer tanto em relação ao rendimento do corte, quanto ao excesso de tensão que será solicitado da máquina. Em outras palavras, o sistema de corte (fio/máquina) não estará operando nas condições ideais. Em relação ao fio propriamente dito, alguns "sinais" refletem problemas que podem ser observados por uma simples análise visual, como o ângulo de abertura entre o fio e a polia da máquina, a ovalização das pérolas, a execução de emendas, o "efeito cometa" e a diminuição do espaçamento entre pérolas diamantadas.

4.1 – Ângulo de abertura

A execução de um corte, seja ele vertical ou horizontal, requer alguns acessórios. No caso do corte vertical é necessária uma polia na parte superior da bancada para que o ângulo formado pelo fio que se encontra no interior do maciço e a máquina de corte seja o mais aberto possível. Em algumas pedreiras a colocação da polia é feita por meio de uma torre, assim o fio fica distanciado da face de corte a uma altura superior à da bancada em aproximadamente 50 cm. Esta polia é habitualmente retirada quando o corte está prestes a surgir na face mais externa, como foi observado na maioria das pedreiras visitadas. Este fato leva a uma diminuição do ângulo de abertura, o que implica em um maior contato das pérolas com as bordas do corte e maior tensão no fio, o que provoca um desgaste elevado. É sempre possível verificar a forma como foi realizado o corte, para isso basta observar as marcas deixadas na rocha pelo fio diamantado.

Na Figura 8 são observadas duas faces verticais de uma mesma pedreira do "granito" Ouro Brasil, nas quais a abertura do fio foi mantida de forma diferente. No lado esquerdo (a) a polia foi

retirada no final do corte provocando diminuição do ângulo de abertura e, conforme mencionado anteriormente, resultando maior desgaste das pérolas. Em contrapartida, no lado direito (b), o desgaste foi menor, pois a polia foi mantida até a finalização do corte.

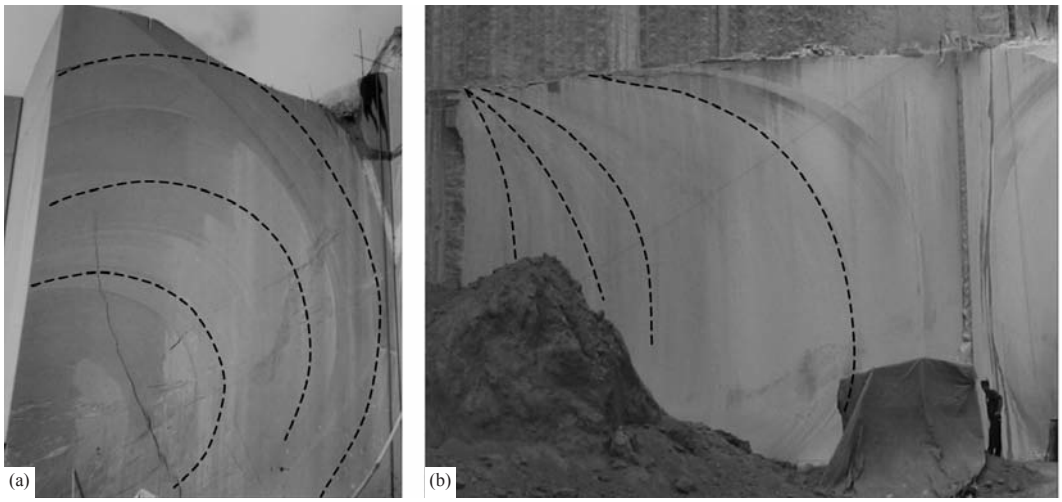


Fig. 8 – Duas situações diferentes de corte vertical: (a) a polia foi retirada antes do término do corte, (b) a polia se manteve até ao fim do corte. A linha tracejada indica as feições deixadas pelo fio diamantado.

4.2 – "OVALIZAÇÃO"

Em condições operacionais ideais, o desgaste das pérolas se processa de modo uniforme como mostrado na figura 9. Porém quando um dos lados do fio diamantado apresenta um desgaste mais acentuado em relação ao outro lado (Figura 10), fica caracterizado o efeito da "ovalização". Este efeito ocorre, essencialmente, quando durante o corte, uma determinada região das pérolas é mantida por mais tempo em contato com a rocha. Tal, fato acarreta um rendimento baixo do fio e, em casos extremos, impossibilita a sua utilização.

Fig. 9 – Fio diamantado desgastado homogeneamente, sem feições de ovalização, utilizado na extração do "granito" *Desert Storm*, Pedreira Monte Sião - Município de Barra de São Francisco.

Para minimizar o problema deve-se aplicar torções ao fio, que geralmente variam entre 1,5 a 2,0 voltas/metro, de acordo com a recomendação do fabricante. É importante seguir a recomendação do fabricante, porque nem todos os fios se comportam da mesma forma e muitos não permitem a torção nos dois sentidos, assim como o número de voltas aplicado por metro é variável.

Foi possível observar que a torção permite que o fio desenvolva um movimento helicoidal sobre seu próprio eixo, fazendo com que as pérolas girem e o desgaste seja, consequentemente, o mais uniforme possível.

Nas observações executadas constatou-se que nem sempre a torção aplicada é suficiente e adequada à melhor performance do fio. Este fato faz com que seja necessário executar paradas periódicas durante o corte, para observação do fio e, se existirem problemas, realizar correções com acréscimos de, aproximadamente, 2 voltas/metro, em relação à torção inicialmente dada.

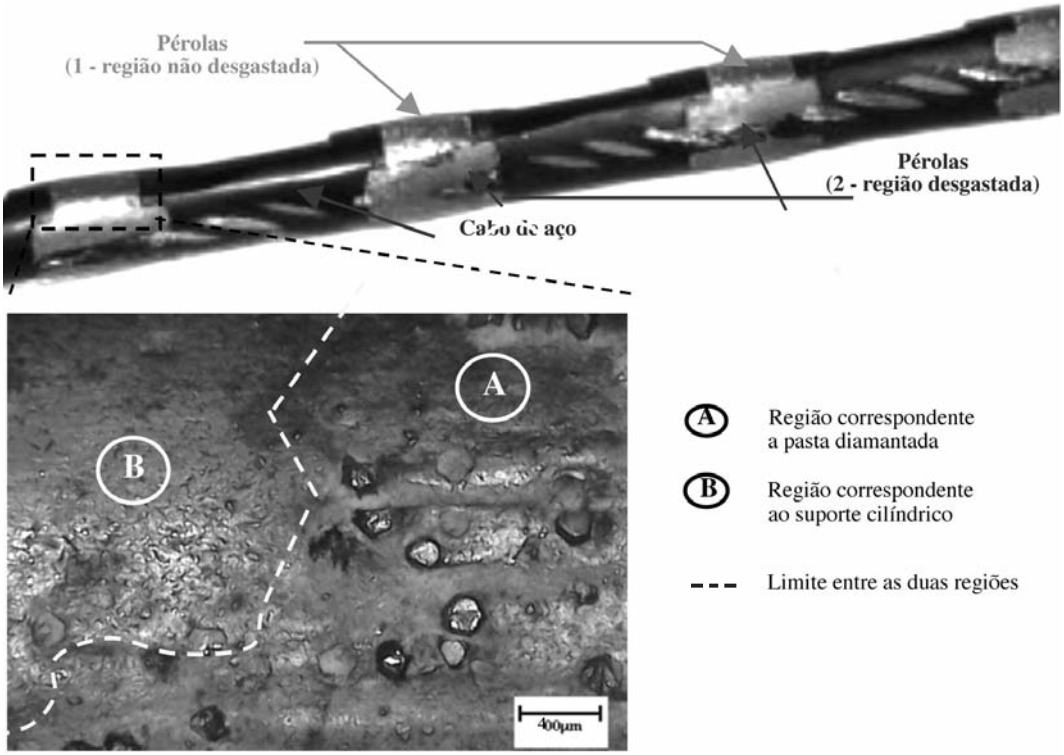


Fig. 10 – Aspecto de um fio diamantado com feições de "ovalização". Notar o detalhe do desgaste diferencial das pérolas e a exposição do cabo de aço (2). Material "granito" Ouro Brasil.

4.3 – Execução de emendas

Antes de dar início ao corte é efetuada a ligação das duas extremidades (emenda) do cabo de aço pela aplicação de um tubo metálico (engaste), para que o circuito fique fechado e pronto para ser colocado nas polias.

A operação da emenda consiste na retirada do material protetor (borracha ou plástico) nas duas extremidades do fio, as quais são lixadas para melhor aderência com o elemento de engaste. Com o auxílio de uma prensa, procede-se ao aperto do engaste, tendo-se o cuidado de girar o fio para que ele seja uniforme e não permaneçam arestas salientes que possam se prender na rocha durante o corte.

Quando a emenda não é bem feita, quer pela retirada excessiva do material protetor ou então por um aperto insuficiente, os contatos do engaste com o fio ficam espaçados onde irá acumular uma pasta (partículas de pó mais água) que desgasta o cabo. Nestas condições, fios com várias emendas e com algum tempo de uso, pode ocorrer a ruptura decorrente do desgaste nos contatos. Sob este aspecto, foram constatados casos que machucaram, aleijaram e até ceifaram vidas de trabalhadores como resultado da ruptura brusca do fio diamantado.

Numa das pedreiras visitadas verificaram-se rupturas de alguns fios diamantados, que provoca - ram a diminuição do rendimento, a perda de parte do fio e problemas graves com relação à segurança.

As emendas, mesmo quando bem realizadas, devem ser alvo de observação periódica, visto que após determinado tempo de corte as pérolas a elas adjacentes apresentam desgaste diferencial. Quando tal fato ocorre, recomenda-se a troca dos engastes e, sempre que necessário, nova torção no fio diamantado.

Na Figura 11 são apresentadas emendas de fios utilizados em cortes de granito em pedreiras de diferentes empresas. No engaste em (a) observam-se os espaçamentos resultantes de uma emenda mal realizada agravada pelo tensionamento do fio durante o corte, enquanto que em (b) a emenda ocupa todo o espaço entre as pérolas sendo esta a forma correta de se executá-la.

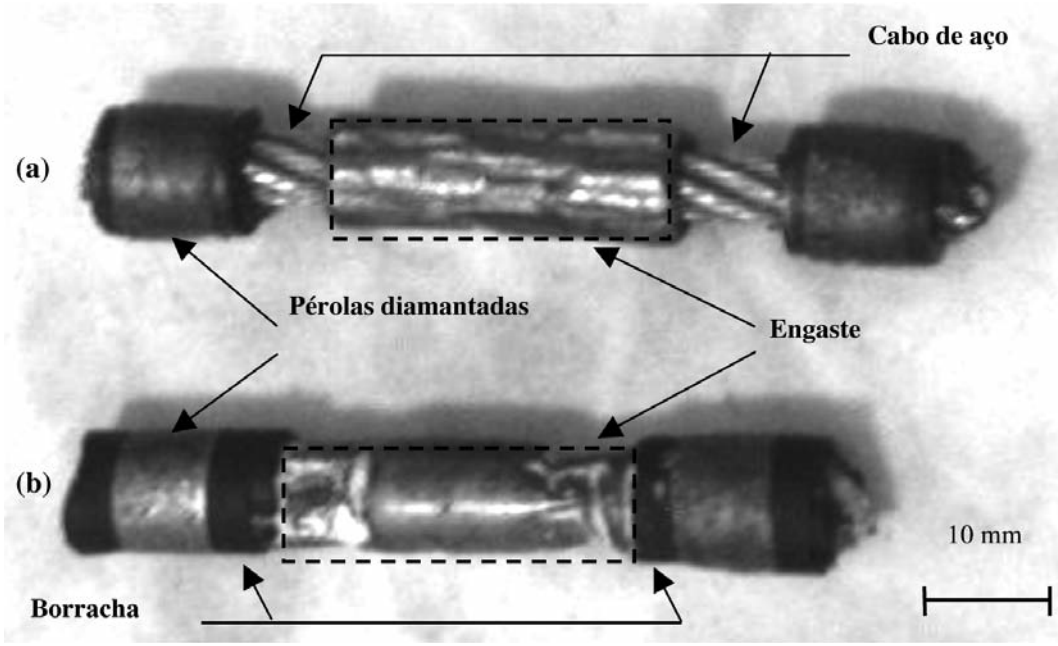


Fig. 11 – Exemplos de emendas realizadas em fios diamantados.

4.4 – Efeito cometa

A observação cuidadosa do fio em operação pode mostrar se as pérolas já desgastadas apresentam o efeito que lembra um "cometa". Para uma melhor compreensão desse efeito, foi recolhida uma amostra de fio diamantado após ele ter cortado aproximadamente 525 m2. A Figura 12 mostra os diamantes desse fio, observado sob aumento de 50x, onde se observa a configuração de um nú - cleo e uma cauda (semelhante a um cometa) que reflete uma saliência da liga metálica não desgastada. Quando o rastro é muito pronunciado indica má utilização do fio, fato que pode provocar quebra dos diamantes e, consequentemente, a diminuição da sua vida útil.

Este efeito é resultante da velocidade periférica se encontrar abaixo da ideal. O valor adequado da velocidade varia entre 24 m/s e 29m/s, dependendo das características do material a ser cortado. Às vezes o valor é mantido por horas em um intervalo de 18 m/s a 24 m/s e dessa forma, as pérolas têm um maior contato com a rocha, o que implica uma maior vibração do fio, fato esse que provoca a quebra acentuada dos diamantes.

Para que se consiga obter a velocidade adequada em função do tipo de rocha, deve-se ter um bom conhecimento dos insumos e dos equipamentos, os quais variam de acordo com os fabricantes. Além disso, o sentido de corte em um determinado fio diamantado deve ser mantido constante, não

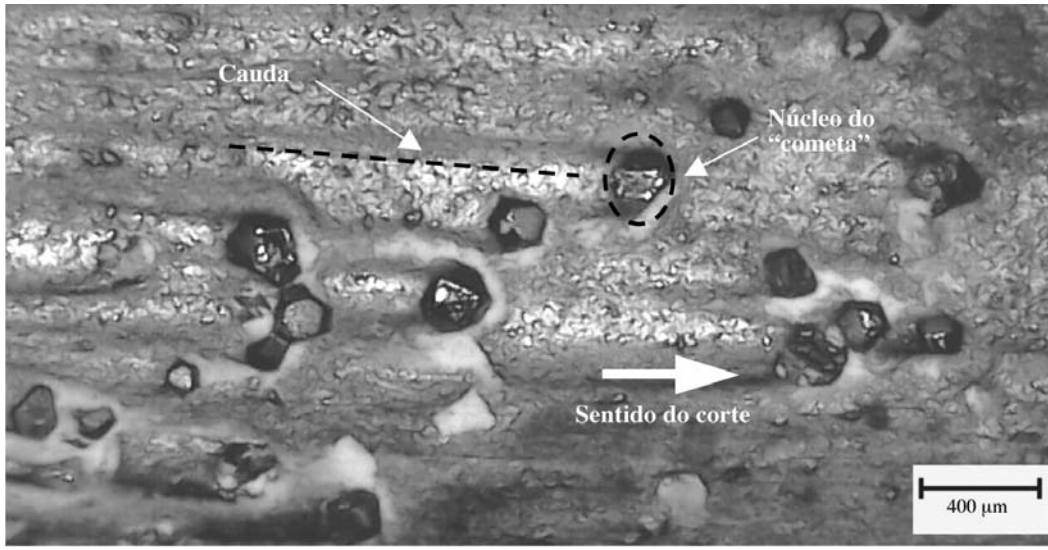


Fig. 12 – Ampliação de 50 x de uma pérola que apresenta efeito cometa.
Fio utilizado numa pedreira do granito "Ouro Brasil".

sendo aconselhável a sua inversão porque os diamantes ficam "descalçados" facilitando, portanto, o seu arrancamento. Na maioria dos fios diamantados este sentido é dado por uma seta, como é mostrado na Figura 13.

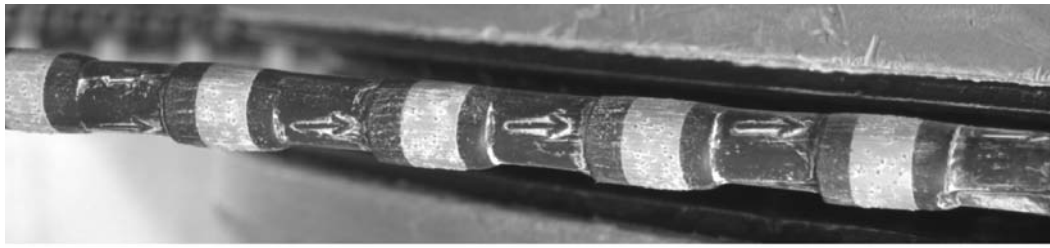


Fig. 13 – Seta indicativa do sentido de corte. Fio utilizado numa pedreira do granito "Ouro Brasil".

4.5 – Diminuição do espaçamento entre pérolas diamantadas

A diminuição do espaçamento que ocorre nos fios diamantados plastificados resulta da defor - mação do plástico, devido ao calor gerado pelo atrito durante a operação de corte (Figura 14). O aquecimento anormal do fio, em particular da proteção (plástico e borracha) do cabo de aço, torna o plástico mais compressível, provocando a apoximação entre pérolas. Por este motivo, é essencial que haja uma boa refrigeração do cabo diamantado pela água para se obter um bom corte.Tal fato muitas vezes na prática não ocorre porque o volume de água usado para a refrigeração é obtido de forma empírica e varia de operador para operador.

Uma outra forma frequente que provoca a diminuição do espaçamento entre pérolas pode ser observada quando se usa o fio em maciços fraturados, porque se uma pérola diamantada ou uma emenda ficar presa em fratura, resultará no inchamento do material protetor.

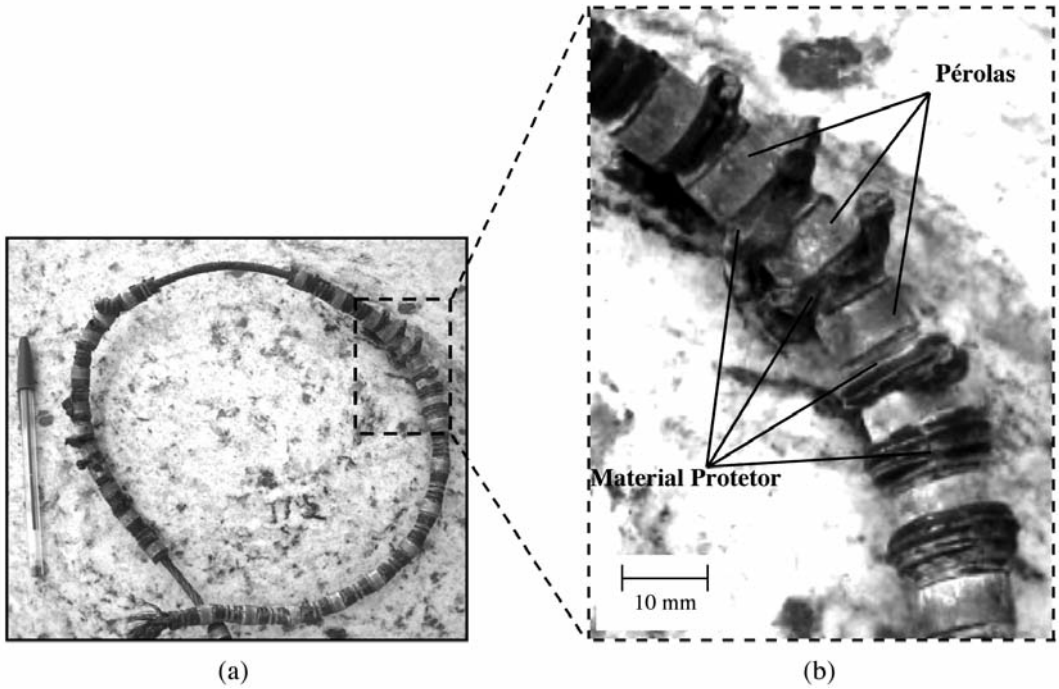


Fig. 14 – (a) redução do espaçamento entre pérolas em fio diamantado.
(b) ampliação do trecho afetado (3X).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A lavra de granitos ornamentais com fio diamantado apresenta vantagens em relação às outras técnicas como economia de tempo, menor custo operacional, maior regularidade do corte, além de acarretar menor impacto ambiental, principalmente no que diz respeito à produção de ruídos e de poeiras.

Embora no Brasil esta técnica seja usada mais recentemente, as perspectivas são promissoras. Aliado a este fato soma-se outro relevante que diz respeito à produção no país de equipamentos e insumos de alta qualidade. Entretanto, alguns dos problemas apresentados são reflexos da falta de conhecimento do processo e/ou do treinamento de pessoal, bem como do desconhecimento das interações existentes entre a máquina, o abrasivo e a rocha.

Os principais problemas observados são os seguintes: desgaste diferencial das pérolas (ovali - zação), quebra dos diamantes e a diminuição do ângulo de abertura entre o fio e a polia da máquina. Tais problemas podem ser minimizados e, até evitados, quando conjuntamente são observados os seguintes procedimentos:

- Utilização das polias guias até ao fim do corte;
- Aplicação de torções no fio em número adequado;
- Execução cuidadosa das emendas seguida de observação contínua;
- Evitar o carater subjetivo na refrigeração do fio diamantado por água.
- Cuidado redobrado em maciços fraturados ou materiais heterogêneos.

6 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho só foi possível com a colaboração das empresas exploradoras de granito ornamental do município de Barra de São Francisco no Estado do Espírito Santo e da UNESF – União de Ensino de Barra de São Francisco que disponibilizou a lupa digital.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1992). NBR 12768: Rochas para revestimento – Análise petrográfica. Rio de Janeiro. 2p.

Associação Brasileira da Indústria de Rochas Ornamentais – ABIROCHAS (2007). Balanço das exportações e importações brasileiras de rochas ornamentais no 1º quadrimestre de 2006. Disponível em: <http:// www.abirochas.com.br>. Acesso em 07/06/2006.

Caranassios, A.; Pinheiro, J. R. (2004) O emprego do fio diamantado na extração de rochas ornamentais: curso básico para operadores. Cachoeiro de Itapemirim. CETEMAG. 25p.

NOTA TÉCNICA

FACTORES CONDICIONANTES NA SELECÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO DAS ESTACAS DE BETÃO

Key factors on decision-making for concrete piles construction process

Maria de Lurdes Penteado*
Jorge de Brito**

RESUMO – A escolha do tipo de estaca (betonada *in situ* ou pré-fabricada) e, dentro desta, a resolução da problemática construtiva não são problemas lineares. Admitem à partida uma grande diversidade de opções e só o conhecimento em absoluto do comportamento de cada uma delas possibilitaria a escolha da solução mais conveniente. Contudo, podem citar-se os seguintes factores - características geotécnicas e hidrogeológicas, local de execução (ruído e vibrações), plano de cargas, sismicidade, custos e outros factores (qualidade e prazo de execução pretendidos, por exemplo) - como sendo condicionantes aquando da escolha do processo construtivo das estacas de betão. No presente artigo pretende-se, através de uma abordagem orientada para as correctas práticas construtivas, estabelecer algumas conclusões acerca daqueles factores.

SYNOPSIS – Choosing the piles type for a new construction (bored or displacement piles) and, after that, deciding about the constructive method are not linear problems. They initially admit a great variety of options that only the complete knowledge about each one's behaviour would be able to help choose the most convenient solution. However, the following factors can be mentioned - geotechnical and hydro-geological characteristics, location of execution (noise and vibrations), load plan, seismicity, costs and other factors (quality and execution period required, for example) - as the key factors of any decision concerning the pile's constructive process. In this article it is intended, after looking through the correct constructive practices, to establish some conclusions about these factors.

PALAVRAS CHAVE – Estacas de betão, Engenharia de fundações, Fundações profundas.

1 – INTRODUÇÃO

Tendo por objectivo definir as premissas de uma tomada de decisão mais consentânea com a envolvente de uma fundação por estacas, efectuou-se uma análise sistemática aos factores-chave dessa decisão quanto à sua aplicabilidade, à pertinência dos respectivos parâmetros e à categorização por cada processo construtivo, tendo-se proposto um conjunto de regras importantes e condicionantes para a selecção adequada do método, o que permite dar um contributo adicional à prevenção de eventuais erros motivados por opções pouco ajustadas ao enquadramento em que se inserem as estacas e que podem causar a fragilidade destes importantes elementos estruturais. Cada um desses factores é desenvolvido nos seguintes capítulos.

* Mestre em Construção pelo Instituto Superior Técnico, Mota-Engil, Engenharia e Construção, S.A.. E-mail: lurdes.penteado@mota-engil.pt
** Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Secção de Construção, Instituto Superior Técnico. E-mail: jb@civil.ist.utl.pt

2 – LOCAL DE EXECUÇÃO

Em ambientes urbanos, longos períodos de ruídos e vibrações, causados por exemplo pela cravação de estacas, são inaceitáveis e devem por isso ser adequadamente controlados. Quando tais acções ultrapassam os limites admissíveis causando incomodidade humana, esta pode manifestar-se através de alterações neurológicas, desconforto, problemas de saúde, diminuição da capacidade de concentração e eficiência no trabalho. Para além disso, as vibrações podem causar danos em estruturas vizinhas pelo que a cravação de estacas é em geral inviável em ambientes mais sensíveis a estes condicionamentos, optando-se então por estacas moldadas.

2.1 – Ruído

A cravação de estacas enquadra-se numa actividade ruidosa de carácter temporário que origina ondas sonoras quer de propagação aérea quer devidas à percussão da estaca no terreno.

As operações de construção radiam energia sonora que se dispersa com a distância de forma idêntica em todas as direcções. As ondas de som esféricas produzidas pelos equipamentos ruidosos apresentam um decaimento da energia sonora que é inversamente proporcional ao quadrado da distância, ou seja, diminui com 6 dB por dobro da distância (Figura 1) (www.iambiente.pt).

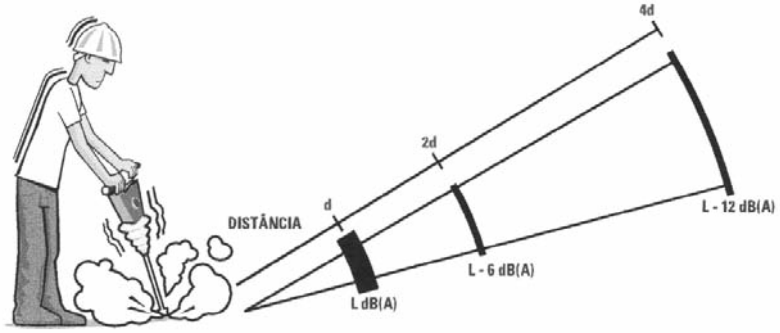


Fig. 1 – Atenuação do ruído por duplicação da distância à fonte (www.iambiente.pt).

Os níveis sonoros L_{Aeq}, produzidos por alguns dos equipamentos mais utilizados no sector da construção, a uma distância de 15 m, estão representados no Quadro 1.

Como se constata do quadro, o equipamento do processo construtivo mais ruidoso, o da cravação de estacas, situa-se na gama dos 96 a 106 dB(A), pelo que se pode considerar um valor médio de 100 dB(A), a 15 metros de distância.

Considerando a propagação em espaço livre, a 100 m de distância, aquele valor decresce para cerca de 84 dB(A). A 200 m, não excederá os 78 dB(A), apresentando, a 300 m de distância, um valor de 74 dB(A) e, a cerca de 400 m de distância, o nível expectável não excederá os 72 dB(A).

Sabendo-se que a actividade de construção, de uma maneira geral, induz níveis de ruído à volta dos 80 dB(A), que o nível de ruído médio numa cidade barulhenta ronda os 70 dB(A) e que, através da avaliação da resposta da população a acréscimos do ruído, não se deve exceder em mais de 10 dB(A) o nível de ruído do ambiente existente e ainda se se considerar o facto de que, para além de serem de carácter temporário, os consequentes impactes negativos são muito localizados no tempo e também circunscritos no espaço, propõe-se na presente metodologia que a cravação de estacas prefabricadas tenha lugar a uma distância superior a 150 m em zonas sensíveis, o que corresponde a não se ultrapassar o valor de 80 dB(A) na chegada aos receptores mais sensíveis.

Quadro 1 – Níveis sonoros dos equipamentos de construção (www.ci-salinas.ca.us).

Equipamento		Nível sonoro [dB(A)] a 15 metros
		60 70 80 90 100 110
Equipamento impulsionado a motores de combustão	Cilindros compactadores	
	Pás carregadoras	
	Retroescavadoras	
	Tractores	
	Scrapers	
	Pavimentadoras	
	Camiões	
	Betoneiras	
	Bombas de betão	
	Gruas móveis	
	Bombas	
	Geradores	
	Compressores	
Equipamentos de impacto	Martelos perfuradores de rocha	
	Cravação de estacas	
Outros	Vibradores	
	Serras	

Sendo difícil de garantir aquele distanciamento em regiões urbanas, considera-se recomendável a sua não utilização nesses ambientes. No caso das regiões periurbanas ou rurais, a condição será observar aquela distância em relação ao edifício mais próximo se este tiver função de habitação, comércio, serviços, escola, hospital, de culto religioso, ou seja, no caso de se estar em presença de uma zona sensível.

Estabelecer por antecipação relações com a comunidade pode também ser útil nestes casos. Nesse sentido, com o objectivo de fomentar uma boa aceitação por parte dos habitantes e utilizadores dos edifícios situados no limiar da faixa de proximidade à distância referida, será de boa prática promover que estes devam ser informados sobre a ocorrência das operações de construção, o tipo de equipamento, o nível de ruído esperado, a variação dos níveis de ruído durante um dia normal de laboração, especificando as datas de início e de fim previstas para a obra, o seu horário de funcionamento e incluir ainda alguns dados sobre o projecto e seus objectivos.

No caminho fonte - receptor, uma opção que pode ser eficaz e não muito dispendiosa para limitar a propagação do ruído em situações mais críticas é interpor uma barreira acústica suficien - temente alta e convenientemente direccionada, removível no final da intervenção.

2.2 – Vibração

Inerente aos trabalhos de construção, não só está a transmissão de ruído como também a transmissão de vibrações. Efectivamente, a separação entre os problemas de ruído e os de vibrações é muito ligeira. Os problemas de vibração são oscilações estruturais (de sólidos ou fluídos) e os de ruído são oscilações do ar. Também neste caso, faz sentido uma interpretação relativa da vibração, causada por uma determinada obra, em comparação com os valores registados de todas as vibra - ções ambientais que quotidianamente atingem os receptores, no mesmo local, originadas pelas ac - tividades normais como o trânsito automóvel, por exemplo.

A cravação de estacas gera vibrações intermitentes no solo (sequência de vibrações incidentes, cada qual de curta duração, separadas por intervalos de vibrações de níveis muito menores) à me-

dida que provoca a sua deslocação durante a penetração. As componentes vibratórias geradas pela cravação de uma estaca estão ilustradas na Figura 2.

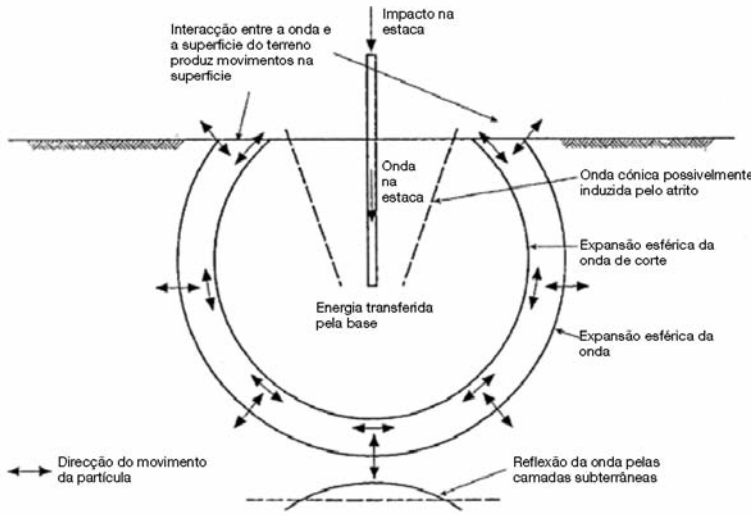


Fig. 2 – Componentes vibratórias na cravação de uma estaca
(Sarsby, 2000 adaptado por Dinis da Gama, 2003, citado por Paneiro, 2006).

Os danos nas construções podem ser causados por quatro diferentes mecanismos, que podem ocorrer em simultâneo, agrupados em diferentes categorias, conforme ilustrado na Figura 3 (Massarsch, 2004). O presente estudo incidirá sobretudo nos efeitos do mecanismo de categoria IV.

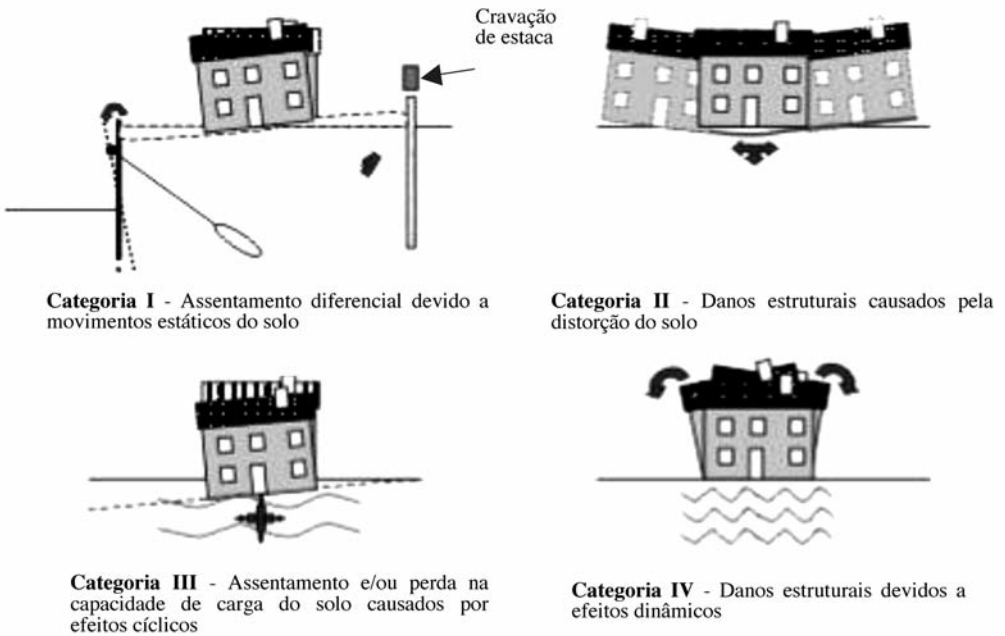


Fig. 3 – Componentes vibratórias na cravação de uma estaca
(Sarsby, 2000 adaptado por Dinis da Gama, 2003).

No caso de se pretender respeitar os valores admissíveis das vibrações em função do local e período do dia da norma ISO 2631 (1997) demonstra-se que em áreas residenciais e de escritórios durante o dia, as distâncias a respeitar ficam aquém da distância necessária para o cumprimento dos limites de ruído anteriormente mencionados, pelo que este factor apenas se torna limitativo na proximidade das construções sensíveis, em áreas onde o factor população não é condicionante, na salvaguarda dos danos estruturais, devendo nestes casos respeitarem-se as distâncias mínimas referentes à vibração.

Refere a Sopecate (Catálogo Sopecate, 2007) que, através do controlo e quantificação das vibrações transmitidas ao ter-reno pela operação da cravação de estacas e sempre que o enquadramento da obra o exija, confirma os critérios de cravação e adequa-os a esse enquadramento, minimizando a energia de cravação. Contudo, a cravação de estacas constitui uma opção construtiva pouco adaptada a ambientes urbanos pelo que, não será considerada na presente metodologia a sua aplicação nesses ambientes.

3 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E HIDROGEOLÓGICAS

A capacidade de carga e o método de execução das estacas são muito condicionados pelos solos atravessados e pelo estrato onde irão encastrar. O tipo e a profundidade a que se encontra o estrato de fundação resistente, a estabilidade dos estratos superiores devido às dificuldades que podem oferecer à execução das estacas e a presença de água afectam também a escolha do tipo de estaca. Como regra, deve respeitar-se que:

- não se devem utilizar estacas cravadas em terrenos contendo blocos duros;
- em terrenos instáveis, deve efectuar-se a sustentação das paredes do furo.

Para se elaborar um correcto projecto geotécnico e se adoptarem as melhores práticas construtivas, é necessário dispor de um adequado conhecimento do comportamento mecânico do solo de fundação bem como a própria geometria tridimensional. Um programa de reconhecimento completo deve incluir a definição dos seguintes parâmetros fundamentais (Cruz et al., 2007):

- propriedades mecânicas de todos os estratos envolvidos;
- natureza, sequência e extensão tridimensional de todos os estratos;
- regime hidrogeológico;
- estudos geoambientais de contaminação com distribuição e composição dos elementos contaminantes.

Na opinião de Nuno Cruz existe um desperdício nas obras de fundações devido a uma parametrização geotécnica deficiente ou a ausência de cálculo. Alguns projectos geotécnicos são definidos com base em aproximações grosseiras, habitualmente qualitativas, de que resultam soluções mal dimensionadas. O correcto reconhecimento das condições do subsolo, com uma definição satisfatória das condições do subsolo e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos, constitui um requisito fundamental para projectos de fundações seguros e económicos.

Como critério, Cruz et al. (2007) defendem uma redistribuição do binómio geologia - geotecnia, a escolha adequada do tipo de ensaios a executar em função de cada situação e o recurso a campanhas multi-ensaios com 7 a 8 tipos de ensaios diferentes que permitam o cruzamento de parâmetros.

A constatação prática das dificuldades mais comummente experimentadas pelos especialistas com os vários processos de execução nos diversos ambientes geotécnicos levou a uma sistematização do universo geotécnico da seguinte forma:

- aterros de material heterogéneo;
- lodos;

- solos incoerentes ou grosseiros;
- solos coerentes ou finos;
- rochas.

Esta divisão não é rígida, ou seja, nem sempre (quase nunca) se encontram solos que se enquadram em apenas um dos tipos.

Para se estabelecer a caracterização geotécnica e prever os graus de compacidade dos solos, procedeu-se à sua classificação com base nos ensaios SPT. A conveniência do uso deste indicador reside no facto de estar sempre presente em qualquer sondagem.

A presença de blocos de rocha disseminados nas matrizes coerente ou incoerente pode causar alguma perturbação à normal progressão da obra com alguns dos métodos, razão pela qual este factor foi tido em consideração. No caso dos blocos de rocha, o que influencia é o seu tamanho e a capacidade do equipamento em perfurá-los, especialmente se forem de dimensão superior ao diâmetro da estaca. No caso de ocorrerem a pouca profundidade, podem ser removidos com uma escavadora após o que se aterra o buraco e se reinicia a furação da estaca. No caso de ocorrerem a maior profundidade, tem de se recorrer a trado de rocha e/ou a trépano para se efectuar o seu atravessamento. Por vezes, pode mesmo verificar-se a impossibilidade da execução da estaca. Nesse caso, abandona-se a estaca inicial e executa-se uma estaca de substituição em local a designar pelo projectista. A sua ocorrência causa sempre grande desgaste nas peças de ataque do trado ou da caroteadora, é sempre acompanhada de perda de rendimento e, se forem de grandes dimensões, podem mesmo inviabilizar a execução da fundação por estacas.

3.1 – Aterros de material heterogéneo

A ocorrência de aterros, quase sempre superficiais, mas que podem apresentar espessuras consideráveis, constituídos por material heterogéneo (do tipo entulho) e mal compactado, requer sempre o uso de entubamento em toda a sua extensão. No caso da camada se apresentar de pequena envergadura, pode ser suficiente o uso do tubo-guia. No processo com trado contínuo, admite-se que a sua contenção poderá ser feita com o trado.

Se o aterro for executado com solos de boas características, bem compactado por camadas e com adequado teor de humidade, resulta num maciço com boas características mecânicas e pode, por isso, ser classificado como um solo normal.

Mostram-se no Quadro 2 as opções tomadas relativamente à viabilidade dos processos nestes materiais de aterro.

3.2 – Lodos

Executar estacas em lodos implica a escolha adequada do método de sustentação do furo. A ocorrência de lodos de características muito fracas conduz quase sempre ao método com tubo perdido uma vez que a recuperação do tubo pode causar a sua rotura. No entanto, esta situação não é tão acentuada se os lodos ocorrerem próximo da superfície uma vez que o impulso do betão sobre eles não é tão elevado. Nos lodos mais estáveis, a utilização do tubo recuperável poderia ser uma opção, mas se for necessário criar "peso" no interior do tubo que impeça a subida dos lodos pelo seu interior pode ser preferível recorrer-se ao fluido estabilizador.

No Quadro 3 representam-se as opções dos processos face à ocorrência de lodos.

3.3 – Solos incoerentes

Com este tipo de solos, não se verificam dificuldades significativas na execução com qualquer dos métodos construtivos. Neste tipo de solos, se ocorrerem valores elevados de N_{SPT}, a invia-

Quadro 2 – Aterros: viabilidade dos processos construtivos *versus* N_{SPT}.

Processo construtivo de estacas							
Valores de N_{SPT}		Pré-fabricadas	Com trado contínuo	Com trado curto	Com fluido estabilizador	Com tubo recuperável	Com tubo perdido
Aterros heterogéneos	Até 30	A	A	---(1)	---(1)	A	A
	31 a 50	---	A	---(1)	---(1)	A	A
	Acima de 50	---	---	---(1)	---(1)	A	A

Nota: A = aplicável; --- = não aplicável;
---(1) não aplicável, excepto se for superficial (contenção feita pelo tubo-guia)

Quadro 3 – Lodos: viabilidade dos processos construtivos *versus* N_{SPT}.

Processo construtivo de estacas						
Valores de N_{SPT}	Pré-fabricadas	Com trado contínuo	Com trado curto	Com fluido estabilizador	Com tubo recuperável	Com tubo perdido
Lodos	A	---	---(1)	---(1) /A	---(1) /A	A

Nota: A = aplicável; --- = não aplicável;
---(1) não aplicável, excepto se for superficial (contenção feita pelo tubo-guia)

bilidade do processo por trado contínuo está apenas relacionada com a elevada capacidade de torque necessária ao equipamento para prosseguir com a furação. De igual modo, os solos mais compactos tornam difícil, ou mesmo inviável, a cravação de estacas pré fabricadas.

O processo por trado curto requer a auto-sustentação do terreno nos estratos abaixo do tubo-guia na furação. Logo, não é, à partida, aconselhável se abaixo desse nível ocorrerem formações com fracas características mecânicas, indiciadoras de baixa sustentabilidade. Na prática, considera-se que essa sustentabilidade pode ser garantida para valores de N_{SPT} superiores a 20 pancadas. No Quadro 4, sintetizam-se as opções tomadas do ponto de vista da viabilidade dos métodos com este tipo de solos.

3.4 – Solos coerentes

Nos solos coerentes, a metodologia seguida é idêntica à dos incoerentes, conforme se pode observar no Quadro 5. A justificação das opções tomadas é análoga à considerada para os solos incoerentes com a ressalva de que, por apresentarem coesão, a condição de sustentabilidade do solo que se deve verificar com o método por trado curto pode agora ser garantida para valores de N_{SPT} superiores a 8 pancadas.

Quadro 4 – Solos incoerentes: viabilidade dos processos construtivos *versus* N_{SPT}.

Processo construtivo de estacas							
Valores de N_{SPT}		Pré-fabricadas	Com trado contínuo	Com trado curto	Com fluido estabilizador	Com tubo recuperável	Com tubo perdido
Solo incoerente (areias) ou Solo incoerente (areias) com seixos	0 a 4	A	---	---(1)	---(1)	---(1)	A
	5 a 20	A	A(2)	---(1)	A	A	A
	21 a 30	A	A	A	A	A	A
	31 a 50	---	A	A	A	A	A
	Acima de 50	---	---	A	A	A	A
Solo incoerente (areias) com blocos de rocha	0 a 4	---	---	---(1)	---(1)	---(1)	A
	5 a 20	---	---	---(1)	A	A	A
	21 a 30	---	---	A	A	A	A
	31 a 50	---	---	A	A	A	A
	Acima de 50	---	---	A	A	A	A

Nota: A = aplicável; --- = não aplicável;

---(1) não aplicável, excepto se for superficial (menor impulso do betão no solo / contenção feita pelo tubo-guia)

(2) embora possível, não é aconselhável para valores de $N_{SPT} < 5$

3.5 – Rochas

As formações rochosas, na grande maioria dos casos, inviabilizam os métodos com trado contínuo e de cravação de estacas prefabricadas, pela força necessária para prosseguir com a furação o que poderia, no caso das estacas pré-fabricadas, causar a sua danificação. A furação em rocha, nos métodos em que é viável, faz-se sempre com recurso a ferramenta apropriada (trados de rocha, caroteadoras ou trépanos). Sintetizam-se no Quadro 6 as opções tomadas nos casos referidos.

3.6 – Presença de água

Desde que não se trate de uma obra marítima ou fluvial, a presença de água só é limitativa no caso do processo executado por trado curto, por provocar a instabilidade das paredes do furo. Recorde-se que este processo envolve a subida e a descida do trado repetidas vezes durante a furação, sem o recurso a qualquer dispositivo de sustentação da mesma.

No caso de se tratar de uma obra marítima, apenas são viáveis a cravação de estacas pré-fabricadas e o processo com tubo moldador perdido pelas circunstâncias que envolvem a sua execução e, sobretudo no segundo método, pela garantia que deve exigir uma obra inserida em meio aquático. A presença de percolação limita também a escolha dos métodos que são viáveis no caso da obra marítima. Efectivamente, este factor altera as características do betão e causa problemas ao fluido estabilizador. No Quadro 7, encontram-se as opções tomadas com base neste factor.

Quadro 5 – Solos coerentes: viabilidade dos processos construtivos *versus* N_{SPT}.

Processo construtivo de estacas							
Valores de N_{SPT}		Pré-fabricadas	Com trado contínuo	Com trado curto	Com fluido estabilizador	Com tubo recuperável	Com tubo perdido
Solo coerente (siltes e argilas) ou Solo coerente (siltes e argilas) com seixo	0 a 3	A	---	---[1]	---[1]	---[1]	A
	4 a 8	A	A[2]	---[1]	A	A	A
	9 a 30	A	A	A	A	A	A
	31 a 50	---	A	A	A	A	A
	Acima de 50	---	---	A	A	A	A
Solo coerente (siltes e argilas) com blocos de rocha	0 a 3	---	---	---[1]	---[1]	---[1]	A
	4 a 8	---	---	---[1]	A	A	A
	9 a 30	---	---	A	A	A	A
	31 a 50	---	---	A	A	A	A
	Acima de 50	---	---	A	A	A	A

Nota: A = aplicável; --- = não aplicável;

---[1] não aplicável, excepto se for superficial (menor impulso do betão no solo / contenção feita pelo tubo-guia)

[2] embora possível, não é aconselhável para valores de $N_{SPT} < 4$

Quadro 6 – Rocha: viabilidade dos processos construtivos.

Processo construtivo de estacas						
	Pré-fabricadas	Com trado contínuo	Com trado curto	Com fluido estabilizador	Com tubo recuperável	Com tubo perdido
Rocha decomposta e muito fracturada (RQD 0-25%, W5 e F5) e $N_{SPT} \leq 50$	---	A	A	A	A	A
Rocha decomposta e muito fracturada (RQD 0-25%, W5 e F5) e $N_{SPT} > 50$	---	---	A	A	A	A
Rocha sã a muito alterada (RQD 25-100%, W1-W4 e F1-F4)	---	---	A	A	A	A

Nota: A = aplicável; --- = não aplicável;

Não existem fronteiras claras entre as referidas formações geológicas versus métodos de execução que permitam traçar, sem qualquer ambiguidade, uma linha de separação entre eles. O carácter eminentemente prático desta investigação levou a que se tentasse definir o âmbito de aplicação de cada método, com razoável aproximação, em função da experiência no terreno dos vários agentes executantes.

Quadro 7 – Presença de água: viabilidade dos processos construtivos.

Processo construtivo de estacas						
	Pré-fabricadas	Com trado contínuo	Com trado curto	Com fluido estabilizador	Com tubo recuperável	Com tubo perdido
Não existe água	A	A	A	A	A	A
Existe água	A	A	---	A	A	A
Obra marítima ou fluvial/nível freático com percolação	A	---	---	---	---	A

Nota: A = aplicável; --- = não aplicável;

4 – PLANO DE CARGAS

O conhecimento das cargas a que as estacas vão estar sujeitas condiciona a escolha do processo construtivo. O processo de execução da estaca condiciona o seu funcionamento e, portanto, a capacidade de carga real, assim como, logicamente, a real capacidade de serviço de uma estaca é função das condições dos estratos atravessados e do estrato de fundação e não da capacidade estrutural da própria estaca.

No caso das estacas pré-fabricadas, o seu campo de aplicação reside sobretudo no domínio das obras de pequeno a médio porte, enquanto que, no caso dessas estacas serem pré-esforçadas, podem ser aplicadas, segundo refere a Sopecate, em pontes, viadutos, edifícios com caves abaixo do nível freático onde as estacas ficam sujeitas a esforços de tracção, entre outras aplicações.

No caso das estacas moldadas, em função dos diâmetros com que se podem executar, admitem-se tensões de serviço que podem variar entre os 5 e 7 MPa.

5 – ZONA SÍSMICA

A sismicidade do local onde se vão executar as estacas é também um dado importante na escolha do processo construtivo.

Os sismos provocam nas estacas um movimento lateral resultante da propagação das ondas (Figura 4). Santos (2000) estudou a interacção cinemática solo - estacas durante o fenómeno sísmico e refere que as causas dos danos em estacas provocados pela acção sísmica se deve a (Mizuno, 1987 citado por Santos 2000):

- elevadas forças de inércia e momentos que provocam a rotura estrutural das estacas por corte ou por flexão;
- rotura por derrubamento e arrancamento do sistema solo - estacas - maciço;
- rotura provocada pela liquefacção ou movimento lateral do terreno.

Num terreno com contraste significativo de rigidez, surgem nas zonas de transição esforços muito significativos. Tais esforços podem acontecer a profundidades relativamente elevadas onde os esforços devido às forças de inércia da superstrutura já são desprezáveis sendo esse um motivo particularmente importante que desaconselha a prática corrente de dispensa das armaduras das esta - cas para maiores profundidades, como acontece no caso das estacas executadas por trado contínuo.

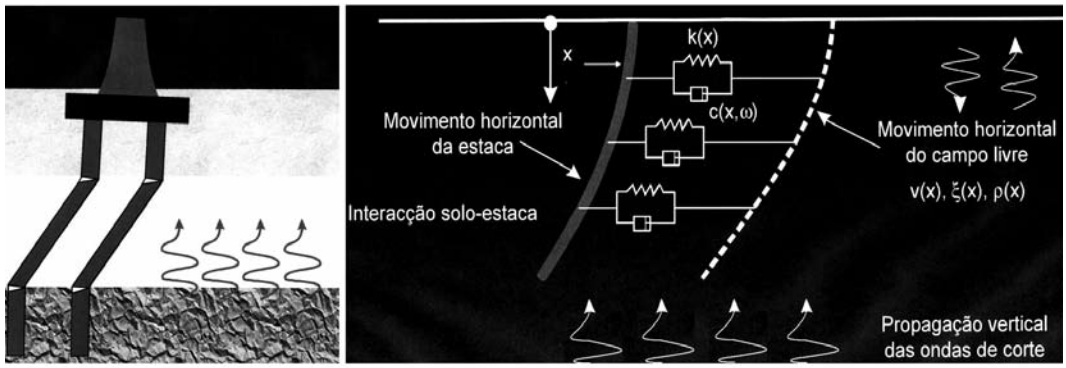


Fig. 4 – Estacas sob a acção sísmica (à esquerda) e respectiva modelação sob a acção sísmica (à direita) (Santos, 2000).

Considerando que, nas zonas sísmicas C e D, a sismicidade é suficientemente baixa para se poder admitir, simplificadamente, a hipótese de que a dissipação dos esforços induzidos pelos deslocamentos sísmicos nas estacas executadas por trado contínuo ocorre em profundidade antes da armadura da estaca terminar, ou seja, antes dos 12 m, apresentam-se no Quadro 8 as opções tomadas com base na sismicidade.

Quadro 8 – Sismicidade: viabilidade dos processos construtivos.

	Processo construtivo de estacas					
	Pré-fabricadas	Com trado contínuo	Com trado curto	Com fluido estabilizador	Com tubo recuperável	Com tubo perdido
Zona sísmica A	A	---(1)	A	A	A	A
Zona sísmica B	A	---(1)	A	A	A	A
Zona sísmica C	A	A	A	A	A	A
Zona sísmica D	A	A	A	A	A	A

Nota: A = aplicável; ---(1) = só não é aplicável se a estaca tiver comprimento superior a 12 m.

6 – CUSTOS

Analisando os custos de execução conclui-se que a solução por trado contínuo é a mais económica. No entanto, em termos de opção final, haverá que ponderar este factor com as limitações próprias do método. A solução com estacas pré-fabricadas constitui também uma opção bastante interessante do ponto de vista económico.

Por um acréscimo pouco significativo nos custos, pode optar-se pela solução do trado curto, caso a geologia do local seja bastante favorável o que, na realidade, poucas vezes acontece. Assim, opta-se com alguma frequência, por uma de duas soluções com contenção da escavação, por fluido estabilizador ou por tubo moldador recuperável, bastante equivalentes em termos de custo/m, em -

bora com algum agravamento em relação à solução mais económica o que, apesar de tudo, pode ser compensador se se atender à qualidade final conseguida com estes métodos.

Só ambientes geotécnicos muito maus justificariam, pelo excessivo incremento nos custos, motivado pela pesada contribuição dos meios que mobiliza, tais como gruas de grande capacidade, e pelo preço do próprio tubo, a opção por uma solução com tubo moldador perdido.

7 – OUTROS FACTORES

Os factores referidos não podem, no entanto, ser encarados individualmente e devem ainda ser complementados com outros, frequentemente não mensuráveis, mas de importância relevante para a escolha do método, como por exemplo o equipamento disponível para a sua execução, conjunturas de mercado, prazos de execução pretendidos ou o período de vida exigido.

7.1 – Qualidade e rendimento

Uma das grandes preocupações da engenharia de fundações reside na avaliação da qualidade das estacas construídas. O próprio processo construtivo tem uma contribuição significativa para a qualidade final do produto e, portanto, para a sua durabilidade e resistência como elemento estrutural. Tais medidas correctivas podem ser evitadas se, além das apertadas medidas de controlo durante a execução (verticalidade, consumo de betão, características do fluido estabilizador, entre outras), o próprio método construtivo for o mais aplicável para a fundação que se pretende executar, sendo certo que alguns dos métodos mais económicos, podem ter essa aplicabilidade diminuída pelas limitações próprias da tecnologia que empregam.

A prática no terreno tem mostrado a influência que os vários métodos construtivos têm, quando bem executados, em relação à garantia que oferecem sobre dois aspectos fundamentais da qualidade de uma estaca: recobrimento das armaduras e possibilidade de o solo se misturar com o betão da estaca.

O prazo é um factor determinante em qualquer operação de construção. Por outro lado, no contexto de todas as actividades de um empreendimento, a actividade "fundações" encontra-se sempre no caminho crítico do planeamento global de qualquer obra. Contudo, no caso das fundações especiais, havendo disponibilidade no mercado que possibilite a mobilização de vários equipamentos de furação e sendo possível, por questões de espaço, efectuar a sua manobra em obra, nada obsta a que se consiga o rendimento pretendido.

Os resultados em termos da qualidade e do rendimento habitualmente conseguido com um equipamento estão apresentados no Quadro 9, onde igualmente se alude ao factor durabilidade em termos globais. Note-se que o rendimento esperado com os métodos analisados pode ser variável.

7.2 – Factores de desempate entre soluções

É frequente obter-se mais do que um método que, após a ponderação dos critérios anteriormente mencionados, possa ser indicado para a obra em análise. Assim, os factores custo, prazo e qualidade devem ser utilizados no desempate entre dois ou mais métodos considerados viáveis após uma primeira fase eliminatória onde se consideraram os aspectos de natureza geotécnica, hidrogeo - lógica, sísmica, sujeição de cargas e local de execução (ruído e vibrações).

É também consensual que, no desempate entre as soluções com fluido estabilizador e com tubo recuperável, se deva favorecer o primeiro método no caso de estarem em jogo estacas com grandes diâmetros, grandes comprimentos e em grandes quantidades, enquanto que o método com tubo recuperável é mais indicado, por razões que se prendem com a própria recuperação do tubo,

Quadro 9 – Qualidade e rendimento versus processo construtivo.

Processo construtivo de estacas						
	Pré-fabricadas	Com trado contínuo	Com trado curto	Com fluido estabilizador	Com tubo recuperável	Com tubo perdido
Garantia de recobrimento das armaduras	Boa	Má	Boa	Boa	Média	Boa
Possibilidade de o solo se misturar com o betão da estaca	Não	Média	Sim	Média	Média	Não
Durabilidade em geral	Boa	Média	Boa	Boa	Boa	Boa
Rendimento (m/dia/equipamento)	200	150	100	60	50	30

para diâmetros e comprimentos de estacas de menor envergadura. Igualmente, a mobilização do equipamento relacionado com o processamento do fluido estabilizador só se justifica quando as quantidades envolvidas são significativas.

8 – CONCLUSÕES

A escolha da solução mais adequada, depois de identificados todos os problemas e soluções alternativas, deve maximizar os benefícios (facilidade de execução e garantia da qualidade final, por exemplo) em conjugação com os respectivos custos, pois o risco associado a uma construção defeituosa pode ter consequências bastante onerosas, principalmente se as medidas correctivas tiverem de ser tomadas após o final da construção do empreendimento. Uma fundação simplesmente não pode instabilizar, ainda que sujeita às condições mais adversas de serviço para que foi dimensionada. Afinal, é sobre a fundação que assenta todo o carregamento da estrutura e de nada vale construir sobre uma fundação instável.

Resumem-se, no Quadro 10, as características determinantes dos vários tipos de estacas.

Quadro 10 – Resumo das características dos vários tipos de estacas.

	Trado contínuo	**Trado curto**	**Fluido estabilizador**	**Tubo recuperável**	**Tubo perdido**	**Pré-fabricada**
Gama de diâmetros (mm)	∅ 400 a ∅ 1200	∅ 400 a ∅ 1500	∅ 500 a ∅ 2000	∅ 500 a ∅ 2000	∅ 800 a ∅ 2000	∅ 200 a ∅ 400
Tensão de serviço	Até 5 MPa	6 MPa	Até 6 MPa	Até 6 MPa	Até 7 MPa	Até 11 MPa
Comprimento máximo (m)	20	60	60	60[1]	60	60[2]
Tecnologia	Acessível	Acessível	Acessível	Acessível	Sofisticada	Acessível
Custo	Baixo	Baixo	Médio	Médio	Alto	Baixo
Presença de nível freático	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
Solos onde se executam	Com fraca coesão[3]	Coesos e estáveis	Vários	Vários	Características muito fracas[3]	Com fraca coesão[3]
Rapidez da obra	Boa	Boa	Média	Média	Lenta	Boa
Ruído e vibrações	Baixo	Baixo	Baixo	Médio	Médio	Alto
Zonas sísmicas	Em zonas sísmicas A ou B não se devem executar com mais de 12 m	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Outros aspectos positivos			Versáteis para vários tipos de terreno	Versáteis para vários tipos de terreno	Exequível em ambiente fluvial/ /marítimo	Exequível em ambiente fluvial/ /marítimo; obra limpa
Outros aspectos negativos	Não armada na totalidade do comprimento; eventuais problemas de durabilidade	Requer uma geologia muito favorável	Controlo rigoroso das lamas; dificuldades com o vazadouro das lamas e das terras sobrantes	A recuperação do tubo pode causar problemas; obriga a um *stock* de tubos de vários diâmetros	Requer um vibrador de capacidade adequada; o entubamento pode ser insuficiente se não for feito na totalidade da estaca	Necessidade de empalme ou de corte

[1]Desde que haja equipamento com potência suficiente para efectuar a recuperação dos tubos;
[2]Condicionado pelo valor da esbelteza;
[3]Não atravessa blocos de rocha.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Catálogo Sopecate (2007). Estacas pré-fabricadas, Estacas pré-fabricadas pré-esforçadas, Lisboa.

Cruz, N. (2007). *Actualidad en el uso de los ensayos geotécnicos in situ,* revista Ingeniería Civil, 145/2007, Espanha.

Instituto do Ambiente, *"O ruído e a cidade"*, tradução e adaptação da publicação francesa "Le bruit et la ville" - Ministère de l'Équipement et de l'Aménagement du Territoire, em (www.iambiente.pt), Janeiro de 2004.

*ISO 2631 (*1997). *Mechanical vibration and shock - evaluation of human exposure to whole-body vibration,* International Standard Organization, Geneva.

Massarsch, K. Rainer (2004). *Vibrations caused by pile driving,* Magazine of the Deep Foundations Institute, em www.geo.se, Estocolmo.

Mizuno, H. (1987). "Pile damage during earthquakes in Japan", Dynamic response of Pile Foundations (ed. T. Nogami), New York: American Society of Civil Engineers.

Paneiro, Gustavo (2006). *Medição de ruídos e vibrações para avaliar a incomodidade humana,* Centro de Geotecnia do Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Roberts, Cedric - *"Construction noise and vibration management guideline" e "The impact of low frequency construction noise and vibration on sensitive premises"* em www.mainroads.qld.gov.au, 2006.

Santos, J. A. (2000). *Estacas sob acções sísmicas,* Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Sarsby, R. (2000). *Environmental Geotechtonics,* Thomas Telford Books, Londres.

SISTEMATIZAÇÃO DOS PROBLEMAS GEOTÉCNICOS EM ÁREAS MINEIRAS DEGRADADAS

Systematization of geotechnical problems in Degraded Mine Areas

Violeta Isabel Monteiro Ramos*
Celeste Rosa Ramalho Jorge**
Maria Isabel Gonçalves Fernandes***

RESUMO – São vários os problemas geotécnicos que ocorrem após o encerramento de uma mina, entre os quais se destacam a instabilidade de taludes, a subsidência, a degradação de acessos mineiros e a instabilidade de estruturas de armazenamento de resíduos. Este último problema é o mais comum em Portugal, país onde existem cerca de 175 áreas mineiras abandonadas, cujo estado de degradação merece uma rápida e eficaz intervenção.

SYNOPSIS – There are several problems which occur after mine closure, including, among other, slope instability, subsidence, mining access degradation and instability of mining waste structures. This last problem is the most common in Portugal, a country where there are about 175 degraded mine areas, whose degradation state deserves a fast and efficient intervention.

PALAVRAS CHAVE – Áreas Mineiras Degradadas, Problemas geotécnicos, Contexto português.

1 – INTRODUÇÃO

Desde os tempos mais remotos, a Humanidade é dependente dos recursos que o planeta possui, tais como os solos, as rochas e os minérios. No caso dos minérios, a aprendizagem da sua utilização possibilitou um grande desenvolvimento nas tarefas diversas do quotidiano e mais tarde na indústria. A exploração das jazidas minerais tornou-se, assim, uma actividade que foi crescendo a partir da sua descoberta, sem os cuidados necessários de segurança, inicialmente a muito pequena escala, e, nos séculos XIX e XX, a muito grande escala, quer por meio de explorações a céu aberto quer por meio de explorações subterrâneas. Finalizada a extracção dos minérios, até muito recentemente as áreas mineiras eram abandonadas sem que houvesse qualquer tipo de preocupação com os problemas geotécnicos e ambientais que foram gerados durante a exploração ou que, posteriormente, pudessem surgir.

Nesta Nota Técnica apresenta-se uma síntese dos principais problemas geotécnicos que podem ocorrer em resultado do abandono de áreas mineiras.

* Geóloga, Bolseira de Doutoramento, Centro de Geologia da Universidade do Porto. E-mail: violetaramos@fc.up.pt
** Investigadora Auxiliar, Departamento de Geotecnia, Núcleo de Geologia de Engenharia e Geotecnia Ambiental, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: cjorge@lnec.pt
*** Professora Auxiliar, Departamento de Geociências, Ambiente e Ordenamento do Território/Centro de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto. E-mail: ifernand@fc.up.pt

2 – PROBLEMAS GEOTÉCNICOS

Os tipos de problemas geotécnicos que se manifestam nas Áreas Mineiras Degradadas (AMDs) estão, directamente, relacionados com o processo de exploração utilizado, ou seja, o subterrâneo, a céu aberto ou o misto. Referem-se seguidamente os aspectos relativos a explorações a céu aberto.

2.1 – Específicos de explorações a céu aberto

Nas explorações a céu aberto são utilizados dois métodos de desmonte característicos, nomeadamente o ataque por flanco de encosta e a abertura de uma corta. Consequentemente, os principais problemas geotécnicos verificados relacionam-se, essencialmente, com a instabilidade de taludes e a inundação das cortas.

2.1.1 – Instabilidade de taludes

Numa exploração a céu aberto são vários os parâmetros relativos às formações geológicas, ou resultantes da exploração, susceptíveis de desempenharem um papel importante na estabilidade dos taludes de cortas. Entre os principais, encontram-se (Poulard e Salmon, 2002): a natureza do maciço rochoso (características físicas dos materiais), as variações laterais de fácies, as descontinuidades geológicas (planos de estratificação, falhas, diaclases, etc.), a geometria dos taludes de escavação (inclinação e altura), as solicitações que possam ser exercidas sobre a frente de escavação (cargas, vibrações, etc.) e a presença de água. Este último parâmetro é um dos factores com maior relevância nos problemas de instabilidade. A combinação dos parâmetros referidos anteriormente pode levar a várias manifestações de instabilidade (Figura 1).

Fig. 1 – Corta com taludes instáveis.

Segundo Poulard e Salmon (2002) é possível dividir os diferentes tipos de instabilidade em dois grandes grupos: rupturas que se desenvolvem, habitualmente, em maciços rochosos fracturados, em que os mecanismos de instabilidade mais característicos são a queda de blocos, o escorregamento planar ou em cunha e o toppling; e rupturas que afectam as frentes constituídas por materiais mais brandos, com comportamento mecânico típico de um solo, em que os mecanismos de instabilidade característicos são o escorregamento circular e os fenómenos de erosão regressiva.

A identificação dos diferentes tipos de instabilidade susceptíveis de afectar uma exploração permite definir quais as medidas de mitigação mais adequadas a aplicar para garantir a segurança da situação existente.

2.1.2 – Inundação das cortas

Muitas explorações a céu aberto tomam determinada geometria constituindo como que uma depressão, por vezes profunda, para onde drenam as águas superficiais. Muitas vezes acontece que estas depressões se estendem muito abaixo do nível freático, o que requer a extracção da água subterrânea durante os trabalhos de exploração. Se for esse o caso, quando os trabalhos de extracção cessam, a bombagem das águas é interrompida e o vazio remanescente é, normalmente, preenchido por uma mistura de água subterrânea, de águas de escorrência superficial e, por vezes, por águas oriundas de zonas vizinhas contaminadas, criando uma lagoa (Figura 2). A qualidade final da água da lagoa resultante é difícil de prever e depende de factores tais como: a) qualidade inicial da água subterrânea; b) litologia das paredes da depressão; c) estado de contaminação da área circundante e d) relação evaporação-precipitação (Doupé e Lymbery, 2005).

Fig. 2 – Corta inundada.

O problema geotécnico mais grave que se poderá verificar em consequência da inundação das cortas decorre da percolação da água nas descontinuidades do maciço envolvente, quer nas paredes da corta quer no fundo da mesma. A pressão exercida pela água sobre os planos de descontinuidade do maciço pode causar instabilidade dos taludes da corta.

2.2 – Específicos de explorações subterrâneas

Quando os jazigos de minérios a explorar se encontram a grandes profundidades, torna-se necessário proceder à extracção dos respectivos materiais através da abertura de uma rede de cavidades subterrâneas. Como tal, os problemas geotécnicos que ocorrem neste tipo de explorações relacionam-se com: a instabilidade de terrenos; a degradação de aberturas/acessos mineiros; e a inundação das cavidades subterrâneas.

2.2.1 – Instabilidade de terrenos

O colapso de um terreno ocorre quando este sofre um movimento vertical descendente acompanhado por forças horizontais de tracção, em resultado da não existência de um suporte subjacente. Neste caso há uma perda da capacidade de suporte do conjunto ou existe um aumento da deformação do maciço. Tais factos resultam da presença de cavidades subterrâneas em maciços de fraca qualidade mecânica ou indevidamente explorados. Os efeitos verificados podem variar desde assentamentos da ordem dos milímetros, até colapsos de grande extensão (Arnal *et al.,* 2003).

Segundo Arnal *et al.* (2003), o método de exploração escolhido para a extracção mineira é determinante nos processos de instabilidade que se venham a desenvolver. Aqueles autores referem que os métodos que deixam vazios residuais importantes susceptíveis de evoluir ao longo do tempo, após o cessar definitivo dos trabalhos (ex. exploração por câmaras e pilares) são aqueles que são susceptíveis de originar problemas geotécnicos mais graves.

A tipologia dos fenómenos de instabilidade de terrenos verificados à superfície numa antiga zona mineira é essencialmente de dois tipos (Arnal *et al.,* 2003), distinguindo-se os fenómenos localizados ou de extensão limitada (colapsos localizados) e os fenómenos de grande extensão (subsidência e colapsos em massa).

2.2.1.1 – Fenómenos localizados

De uma maneira geral, fala-se de colapso quando o rebaixamento da superfície ocorre de uma forma descontínua no tempo (por episódios rápidos) e/ou isolados no espaço (formação de fracturas, de figuras de arrancamento[1], de crateras, etc.) (Arnal *et al.,* 2003).

Os colapsos são caracterizados por um movimento gravitacional de componente essencialmente vertical, que pode atingir uma amplitude sensivelmente igual à altura da cavidade subjacente ou à abertura da camada explorada. São fenómenos muito específicos que apenas afectam as explorações subterrâneas em que foram utilizadas técnicas que permitem a persistência de vazios subterrâneos (Arnal *et al.,* 2003).

A ruptura do tecto de uma cavidade é uma instabilidade localizada, característica de maciços estratificados ou cortados por descontinuidades. Inicia-se pelo abatimento do tecto de uma cavidade subterrânea de pequena extensão, localizada a pequena profundidade. Este movimento é materializado pelo aparecimento súbito à superfície de um funil com alguns metros de raio e de profundidade (Arnal *et al.,* 2003) (Figura 3). Este tipo de colapso desenvolve-se preferencialmente nas zonas das galerias (cruzamento de galerias, pilares em ruínas, câmaras vazias ou parcialmente preenchidas por material), onde o respectivo tecto apresenta grandes vãos não suportados. A presença de um terreno suprajacente pouco espesso, constituído por materiais pouco compactos e pouco resistentes (ex. areias, margas, entre outros), facilita a propagação da instabilidade em direcção à superfície e, consequentemente, o surgimento desta forma (Tritsch, 2000; Poulard e Salmon, 2002).

A geometria de um funil de colapso é resultante das características da exploração subterrânea (geometria, natureza, espessura, presença de água, etc.) e do mecanismo que a origina. O diâmetro e a profundidade dos funis variam entre 1 e 20 m, em função da profundidade, da altura ou do volume de vazios, assim como também da natureza dos terrenos suprajacentes aos vazios e do seu empolamento (depois da derrocada, os terrenos ocupam um maior volume do que aquele que ocupavam no seu estado inicial) (Arnal *et al.,* 2003; Zihri, 2004).

À superfície, este tipo de perturbação é característico de explorações parciais a pequena profundidade e de cavidades naturais, independentemente da profundidade a que estas últimas se encontrem. A sua ocorrência é frequente e perigosa, visto que pode verificar-se no topo de todos os tipos de vazios, mesmo nos de extensão média (antigas galerias e poços), ocorrendo de forma rápida e imprevisível (Tritsch, 2000; Arnal *et al.,* 2003).

As principais causas que dão origem a este tipo de fenómeno são a localização dos trabalhos mineiros a pequena profundidade, a existência de terrenos suprajacentes de fraca qualidade, a presença de descontinuidades e a dissolução de rochas. Para além destas, o rebaixamento do nível freático, os períodos de pluviosidade intensa e os sismos são factores que também contribuem para a ocorrência de colapsos localizados (Singh e Dhar, 1997).

[1] Registo do tipo de movimento na superfície de ruptura.

Fig. 3 – Funil de colapso de perfil simétrico com D≈12m (Arnal *et al.,* 2003).

Devido à fraca extensão do fenómeno, as consequências à superfície são, em geral, limitadas. Contudo, as repercussões podem tornar-se extremamente graves, se o processo se desenvolver sob uma construção ou uma qualquer infra-estrutura (Arnal *et al.,* 2003).

2.2.1.2 – Fenómenos de grande extensão

Entre os fenómenos de grande extensão é possível distinguir o colapso em massa e a subsidência.

1) Colapso em massa

O colapso em massa caracteriza-se por uma ruptura dos terrenos superficiais, como consequência da ruína dos trabalhos subjacentes, afectando uma área considerável. Os mecanismos susceptíveis de originar este tipo de fenómeno diferem quanto ao tipo de exploração e à natureza do maciço encaixante (Arnal *et al.,* 2003).

Contrariamente aos colapsos localizados, os colapsos de grande extensão podem surgir em explorações bastante profundas (até 200 m). No entanto, estes tipos de colapsos são menos frequentes do que os colapsos localizados (Watelet, 1998).

Numa cavidade situada a pequena ou a média profundidade, a ocorrência de um colapso em massa afecta uma grande área da superfície, provocando uma cratera de abatimento com fundo plano (Figura 4), rodeada por fracturas sub-verticais, cujo movimento relativo pode atingir alguns metros. De acordo com as dimensões da cavidade subterrânea, as manifestações deste tipo de colapso são bastante variáveis, podendo variar desde crateras pouco mais significativas do que um *funil* de colapso até extensas áreas com vários hectares (Tritsch, 2000).

Os mecanismos susceptíveis de originar este tipo de fenómeno (ruptura de uma parede numa exploração filoniana, ruptura do tecto numa exploração, que dê lugar a vazios, ou ruptura de pilares abandonados em estado de ruína) variam consoante o tipo de exploração e a natureza do maciço encaixante. Um colapso em massa ocorre quando é ultrapassada uma largura de exploração crítica, normalmente da mesma ordem de grandeza da espessura dos terrenos suprajacentes (Zihri, 2004).

Apesar de menos frequentes do que os fenómenos de subsidência, que serão referidos mais à frente, os colapsos podem ter consequências bastante mais graves. Estes podem levar à destruição de edifícios ou de infra-estruturas (podendo verificar-se a perda de vidas humanas) quando se desenvolvem em zonas urbanizadas[2].

[2] Em Portugal, muitas povoações nasceram sobre explorações mineiras.

Fig. 4 – Zona de abatimento de fundo plano (Arnal *et al.* 2003).

Os colapsos em massa podem dar origem a movimentos bruscos/espontâneos (em maciços homogéneos ou estratificados e resistentes) ou progressivos (em maciços estratificados ou descontínuos e pouco resistentes). Os colapsos espontâneos são os mais destrutivos. Fazem-se acompanhar de uma grande libertação de energia, que se manifesta sob a forma de ondas sísmicas (Tritsch, 2000). Para além do desabamento dos trabalhos subterrâneos e da queda brusca de terrenos à superfície, o efeito de deslocação do ar, pelo volume de material abatido (por vezes milhares de metros cúbicos) pode ser devastador (Zihri, 2004).

Em numerosos casos, a ruína dos vazios subterrâneos faz-se por etapas sucessivas e induz apenas a um assentamento progressivo da superfície. Tal não impede que surjam fracturas ou figuras de arrancamento ao nível do solo, susceptíveis de provocar uma importante degradação dos edifícios ou infra estruturas situadas à superfície (Arnal *et al.,* 2003; Zihri, 2004).

2) Subsidência

A subsidência manifesta-se por uma depressão topográfica em forma de bacia de grande extensão, resultante da deformação progressiva dos terrenos suprajacentes a uma exploração mineira, sem ruptura frágil significativa. Geralmente, este fenómeno de grande extensão horizontal é sintomático de explorações realizadas a grande profundidade (Arnal *et al.,* 2003).

Nas condições mais frequentes de ocorrência do fenómeno de subsidência, o abatimento manifesta-se por uma redução da cota à superfície, conseguido pelo estabelecimento de um novo estado de equilíbrio das condições do maciço, estável no tempo (Arnal *et al.,* 2003).

O deslocamento vertical medido no centro da bacia, gerada durante este abatimento progressivo, não deverá ultrapassar um valor denominado por amplitude de subsidência máxima. Este valor é dependente da largura dos trabalhos subterrâneos, da natureza dos vazios (extensão, deslocamento vertical, preenchimento, etc.), assim como da espessura e da natureza dos terrenos de cobertura (Arnal *et al.,* 2003).

As consequências mais gravosas, à superfície, provocadas por fenómenos de subsidência são, geralmente, aquelas que afectam a estabilidade das estruturas e das infra-estruturas, para além das alterações da topografia da superfície, que acarretam o risco de acumulação de água na área abrangida (Arnal *et al.,* 2003; Zihri, 2004). Os danos ocorridos à superfície nas estruturas e infra-estruturas resultantes das extensões ou dos encurtamentos gerados pela subsidência relacionam-se com (Arnal *et al.,* 2003): a altura das obras suprajacentes (as estruturas mais altas são as mais sensíveis), a posição em relação à bacia (as que se encontram próximo do ponto de inflexão são as mais vulneráveis) e a natureza do solo e o tipo de fundações.

2.2.1.3 – Sistematização dos fenómenos de instabilidade

No Quadro 1 encontram-se resumidas as condições de geração dos fenómenos associados à instabilidade de terrenos em zonas mineiras abandonadas.

Quadro 1 – Condições de geração dos fenómenos de instabilidade.

	Tipo de fenómeno	Profundidade da exploração	Método de exploração	Manifestação à superfície
Fenómenos localizados	**Calapso localizado**	0 a 100m	Todos os métodos de exploração que possam dar lugar a vazios ou quando estes últimos surjam devido à limpeza do material de enchimento da cavidade.	Fenómeno de fraca extensão que se expressa sob a forma de um funil de perfil simétrico ou assimétrico, dependendo das características físicas dos terrenos suprajacentes.
Fenómenos de grande extensão	**Calapso em massa**	Até 200m		Afecta uma grande área da superfície, provocando uma cratera com fundo plano, rodeada por fracturas.
	Subsidência	Característica de grandes profundidades.		Manifesta-se por um assentamento da superfície, afectando uma extensa área.

2.2.2 – Degradação de aberturas/acessos mineiros

As aberturas mineiras, como poços de extracção/ventilação, emboquilhamento de galerias e galerias, sofrem degradação após o abandono da mina e são, muitas vezes, deixadas sem qualquer tipo de protecção ou da sinalização, comportando riscos para as populações e para os animais, uma vez que constituem zonas de armadilha (*vd.* Figura 5a). A queda acidental em qualquer uma das estruturas mencionadas, pode provocar ferimentos graves e até mesmo a morte. Para além do risco de queda, a presença de gases tóxicos, nestes locais pouco arejados, pode levar à asfixia e à intoxicação dos intrusos. O risco de afogamento também deverá ser considerado, uma vez que as estruturas de acesso aos trabalhos mineiros se encontram muitas vezes inundadas (*vd.* Figura 5b) (Poulard e Salmon, 2002).

Outras aberturas não seladas podem apresentar, igualmente, um risco de colapso. Os abatimentos de poços ou de galerias materializam-se, geralmente, pelo surgimento súbito de colapsos onde o diâmetro pode atingir algumas dezenas de metros. Num contexto de excepção (presença de terrenos empolados próximos da superfície), poderão ocorrer aluimentos com diâmetros da ordem das centenas de metros (Arnal *et al.,* 2003; Zihri, 2004).

Segundo Arnal *et al.* (2003), o aluimento da superfície em volta de um orifício mineiro pode resultar de: remobilização espontânea e/ou dinâmica dos terrenos superficiais que caem bruscamente e se precipitam dentro dos poços e de antigos trabalhos, gerando, assim, um aluimento à superfície; ruptura da selagem de um orifício (alguns poços ou galerias antigos foram obturados de um modo artesanal e não apresentam nenhuma garantia de segurança); ruptura do revestimento de poços ou de galerias (fadiga do revestimento e/ou aumento da possança dos terrenos/material suprajacentes); ruptura dos terrenos encaixantes (propagação à superfície de colapsos originados no tecto de uma galeria pouco profunda).

Fig. 5 – a) Poço/tanque de decantação degradado e desprotegido.
b) Boca de galeria inundada e desprotegida.

2.2.3 – Inundação das cavidades subterrâneas

Após o abandono da exploração subterrânea, tal como foi referido para a exploração a céu aberto, a interrupção da bombagem das águas subterrâneas que afluem à mina pode conduzir à inundação de todas as cavidades. Neste contexto, certos circuitos hidráulicos antigos e locais de descarga natural de água são reactivados, enquanto que os vazios criados pela exploração poderão gerar curto-circuitos hidráulicos, provocando o aparecimento de novos pontos de exsurgência. O regime hidráulico geral é, assim, modificado e evolui para um novo estado de equilíbrio, diferente daquele que existia antes da exploração mineira (Collon, 2003), verificando-se a subida do nível freático ou de outros níveis de água subterrânea e o potencial aparecimento de instabilidade de terrenos, com subsequente alteração da rede hidrográfica.

Para além dos impactes quantitativos/hidrodinâmicos referidos, o cessar dos trabalhos mineiros tem impactes qualitativos/geoquímicos sobre as águas subterrâneas e superficiais. Em termos qualitativos, a lixiviação dos trabalhos mineiros, do maciço da jazida e/ou dos materiais de preenchimento das cavidades, altera a geoquímica da água (superficial e subterrânea), com repercussões na sua qualidade. A água passa a transportar metais e sais que podem ser extremamente nocivos para a fauna e para a flora (GISOS, 2003).

2.3 – Comuns a todos os tipos de explorações mineiras

A indústria mineira é uma actividade que gera um volume muito elevado de resíduos de diferentes espécies. Em qualquer dos casos de exploração subterrânea ou a céu aberto, estes resíduos são depositados em estruturas apropriadas. Estas estruturas são identificadas como escombreiras, no caso de materiais granulares secos e como barragens de rejeitados, de decantação e de lamas, no caso de materiais fluidos ou lamas.

Os problemas geotécnicos associados a este tipo de estruturas de armazenamento de resíduos são de extrema importância e neles há a considerar a instabilidade de escombreiras e de barragens de rejeitados e de lamas, e a drenagem mineira.

2.3.1 – Instabilidade de escombreiras e de barragens de rejeitados e de lamas

Faz-se referência à instabilidade das estruturas de armazenamento de resíduos em áreas mineiras por ser, talvez, o problema geotécnico mais vulgar dessas áreas, quer activas quer abandonadas.

Segundo Robertson e Skermer (1988) existem dois tipos de acções que podem causar instabilidade deste tipo de materiais: as súbitas, causadas por eventos intensos ou extremos como inundações e sismos, e as lentas, mas contínuas, como a acção da água, de agentes químicos e biológicos e do vento.

Como já foi referido, a água é um dos factores mais importantes no desencadeamento dos fenó - menos de instabilidade. Esta exerce, geralmente, acções que podem ocorrer isolada ou conjugadamente, sendo as mais relevantes as seguintes: aumento da pressão neutra na escombreira devido à subida do nível freático, por condições climatéricas (períodos muito chuvosos) ou outras, redução da coesão dos materiais constituintes da pilha de estéreis e arrastamento de partículas por uma superfície de escoamento preferencial, gerando uma superfície de fraqueza desencadeadora de ruptura.

Foi ainda demonstrado por Blight (1989), que determinados parâmetros, como a distribuição do tamanho das partículas dos materiais rejeitados, a inclinação e a extensão de um talude, podem afectar seriamente o grau de erosão de uma escombreira (ravinamento) (Figura 6), sendo este o aspecto mais comum que se observa nos materiais depositados à superfície.

Fig. 6 – a) Escombreira instável e ravinada. b) Lamas acumuladas em barragens de rejeitados que constituem actuais escombreiras de materiais finos e que apresentam nítido ravinamento.

A necessidade de dar ênfase à ruptura das barragens de lamas/rejeitados justifica-se porque a sua acção é muito destrutiva e as consequências ambientais muito nefastas, fazendo-se sentir a dezenas de quilómetros da origem.

2.3.2 – Drenagem mineira

Designa-se por drenagem mineira (DM) a geração de efluentes cuja qualidade difere daquela da água de origem, durante a actividade mineira e/ou após o seu abandono. A sua formação resulta da percolação de materiais depositados à superfície (estéreis, rejeitados de tratamento, etc.) pelas águas de precipitação atmosférica e por outras águas superficiais, com formação de efluentes muito ácidos e/ou poluentes, e da inundação de cavidades de exploração abandonadas, com repercussões do ponto de vista químico (dissolução de minerais neo-formados durante a exploração, ricos em metais) nas águas superficiais e subterrâneas que limitam a sua utilização (Collon, 2003).

2.3.2.1 – Drenagem mineira ácida (DMA)

O caso mais frequente de drenagem mineira é a drenagem mineira ácida, caracterizada por apresentar um pH inferior a 5. A formação da DMA está relacionada com a presença de sulfuretos

(S^{2-}), de enxofre (S) ou de tiossais ($S_2O_3^{2-}$) em contacto com água e oxigénio (condições oxidantes). As águas ácidas resultam da oxidação da pirite (FeS_2), normalmente catalizada por bactérias (Rose e Cravotta, 1998). Outros sulfuretos, como a blenda (ZnS), a galena (PbS), a calcopirite ($CuFeS_2$), a pirrotite (Fe_7S_8) e a arsenopirite (FeAsS), podem também contribuir para o fenómeno de formação de águas ácidas (Collon, 2003).

A atenuação natural deste fenómeno pode dar-se após algumas dezenas ou centenas de anos do encerramento da actividade. Por vezes, quando a fonte de sulfuretos se esgota rapidamente ou quando ocorrem modificações das condições hidrogeológicas, a atenuação natural pode ocorrer ao fim de alguns anos (Berguer *et al.,* 2000).

A paragem da bombagem para manter o rebaixamento do nível freático pode ser uma das causas da geração de DMA. Esta é sentida inicialmente mas, se houver total submersão dos trabalhos mineiros, a geração de DMA diminui podendo ser controlada.

2.3.2.2 – Impacte ambiental da drenagem mineira

Os ecossistemas aquáticos são os principais visados pela drenagem mineira. A emissão de efluentes ricos em metais (Al, Fe e Mn), metais pesados (Zn, Cd, Ni, Cu, Hg e Pb) e outros elementos e/ou substâncias, como o As e o CN^-, em meio ácido levam a uma deterioração da qualidade da água e dos sedimentos. Esta alteração progressiva tem como consequência a mudança nas comunidades de macro-invertebrados bentónicos e de peixes – a biodiversidade diminui, as populações são reduzidas e as espécies mais tolerantes à poluição são favorecidas (Collon, 2003).

Mesmo presentes em fracas concentrações, os metais pesados e os elementos traço são tóxicos para os peixes e macro-invertebrados bentónicos. Tais elementos concentram-se em sedimentos e algas lacustres e fluviais a jusante das áreas mineiras, contaminando progressivamente as populações bentónicas. Estas últimas acabam por funcionar como veículo de transferência dos elementos tóxicos, acabando por se acumular nos tecidos musculares e hepáticos dos invertebrados bentónicos e dos peixes, podendo provocar a morte destes (Collon, 2003). Estes metais entram na cadeia alimentar e atingem, por esta via, o Homem.

A DMA pode, igualmente, conduzir à degradação das comunidades vegetais presentes nas margens dos efluentes, resultando na morte de espécies arbóreas, arbustivas e herbáceas não tolerantes à acidificação do solo (Figura 7). Precipitados de cor ferruginosa são outra das expressões da DMA, contribuindo para um impacte visual ao nível da paisagem (Collon, 2003).

Fig. 7 – Árvore morta devido à presença de um canal de DMA.

2.3.2.3 – Impacte sobre a saúde humana e as infra-estruturas

Outro impacte relacionado com as águas de drenagem mineira resulta do uso destas no consumo humano, no espelho de água de lugares lúdicos, na irrigação e no uso industrial. Além do referido, a acidez dos efluentes mineiros promove a corrosão das infra-estruturas mineiras e de equipamentos variados. A presença de sulfatos, de magnésio e de potássio acelera a corrosão das canalizações metálicas permitindo, assim, a solubilização de metais. Por sua vez, uma água muito cálcica pode levar à deposição de calcário em condutas e em electrodomésticos (Collon, 2003).

A drenagem mineira é acompanhada por uma solubilização de elementos mais ou menos prejudiciais à saúde humana e animal, assim como à existência de vegetação. O maior perigo para a saúde humana advém da ingestão directa de metais pesados em solução nas águas de DMA (Collon, 2003), por contaminação das águas subterrâneas e das águas superficiais de abastecimento particular ou público.

3 – PANORAMA DA SITUAÇÃO EM PORTUGAL

Actualmente, em Portugal, estão identificadas 172 AMDs que se distribuem pelas regiões Norte (39), Centro (87), Alentejo (42) e Algarve (4). A exploração em 39 minas foi efectuada apenas a céu aberto, tendo em outras 93 sido utilizados métodos de exploração exclusivamente subterrâneos; 38 tiveram uma exploração mista e em 2 o tipo de exploração não é identificado.

Os principais problemas geotécnicos referidos no presente trabalho são, em grande parte, comuns às áreas mineiras degradadas portuguesas (Jorge *et al.,* 2008; Ramos, 2008). De seguida faz-se uma apresentação dos problemas tendo em conta o tipo de exploração realizado.

3.1 – Problemas específicos de explorações a céu aberto

Em 77 AMDs existentes em Portugal, os trabalhos decorreram a céu aberto.

Relativamente à instabilidade de taludes de escavação há a referir que existem, pelo menos, 16 AMDs que apresentam más condições de estabilidade (ex. Cótimos e Mata da Rainha). Quanto ao problema de inundação das cortas, há a referir que existem, no mínimo, 19 áreas mineiras cujas cortas se encontram inundadas (ex. Maria Dónis e Tarouca).

3.2 – Problemas específicos de explorações subterrâneas

Nas 131 AMDs onde foi realizada exploração por métodos subterrâneos verificam-se os pro - blemas típicos deste tipo de exploração e que são: a instabilidade de terrenos, a degradação de aberturas/acessos mineiros e a inundação das cavidades subterrâneas, conforme já referido.

Foram identificados problemas de instabilidade de terrenos em, pelo menos, 7 áreas mineiras. Em 4 destas áreas verificam-se fenómenos de subsidência, enquanto que em 3 ocorrem fenómenos de instabilidade geral. Dois exemplos significativos verificam-se na antiga área mineira e povoação de Argozelo e na antiga área mineira e povoação de Aljustrel. Problemas de degradação de aberturas/acessos mineiros foram identificados, aproximadamente, em 20 áreas mineiras, com colapsos associados a estas estruturas mineiras subterrâneas (ex. Covas e Serra da Bofeta). Por sua vez, a inundação das cavidades subterrâneas ocorre em, pelo menos, 18 áreas mineiras (ex. Vieiros e Alto do Sião).

3.3 – Problemas comuns a todos os tipos de explorações mineiras

No geral, das 172 AMDs existentes em Portugal, pelo menos 41 apresentam graves problemas de instabilidade associados a estruturas de armazenamento de resíduos (ex. Herdade da Tinoca e

Mortórios). Pelo menos 34 AMDs apresentam problemas de DMA (ex. Miguel Vacas e Terramonte). Porém, a DMA deverá ocorrer na grande maioria das AMDs, considerando-se muito optimista o número de minas acima referido.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

São vários os problemas geotécnicos que se verificam após o abandono de uma exploração mineira – subsidência, colapsos localizados, instabilidade de taludes, grandes volumes de resíduos acumulados em condições de estabilidade precária (escombreiras e barragens de resíduos), cortas inundadas, depressões/vazios com grandes desníveis, entre outros. Como tal, o processo de encerramento de uma área mineira deverá ser sempre considerado aquando do planeamento da sua exploração evitando assim problemas graves que colocam em risco a segurança das populações na vizinhança das AMDs. Contudo, os problemas existentes não se restringem apenas à vertente geotécnica, sendo quase primordial considerar a vertente ambiental, a qual pode pôr em risco a saúde pública e a subsistência dos ecossistemas envolventes. Esta última componente tem uma acção mais alargada no espaço, podendo estender-se muito para além dos limites físicos das AMDs.

Com o objectivo de possibilitar uma fácil consulta do tipo de problemas geotécnicos passíveis de serem identificados nas AMDs procedeu-se a uma sistematização dos mesmos, tendo em consideração o levantamento bibliográfico realizado. Apesar do trabalho ser dirigido para a vertente geotécnica, não se pode dissociar da mesma todos os aspectos nefastos resultantes da acumulação de resíduos, formação de águas ácidas, dispersão de poeiras contaminadas, etc..

A partir desta sistematização e tendo em conta a herança extremamente pesada das AMDs existente em Portugal, procurou-se fazer um levantamento preliminar dos tipos de problemas e da sua ocorrência, não pretendendo, no entanto, ser exaustivo, mas contribuir para uma imagem geral da situação à data do início do século XXI.

Actualmente, muitos projectos de reabilitação de AMDs já foram apresentados e alguns estão em vias de concretização. Verifica-se que algumas das intervenções iniciais não foram totalmente bem sucedidas (ex. Jales e Miguel Vacas), tendo sido necessária uma segunda fase de intervenção (ex. Jales).

Cabe, neste momento, às entidades responsáveis pelas AMDs, e sua respectiva reabilitação, prestar a devida atenção aos problemas mencionados, com o objectivo de uma real melhoria das condições existentes, com benefícios múltiplos para as populações locais e regionais e para os ecossistemas.

5 – AGRADECIMENTOS

A primeira autora manifesta o seu agradecimento ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, instituição que a acolheu durante a realização de Estágio Profissionalizante.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arnal, C., Messin, M., Salmon, R., Verdet, T., Zihri, G. avec la collaboration de Deschanels, J. L., Dodeler, V., Deck, O., Merad, M. (2003). *Risques lies aux ouvrages souterrains. Detérmination d'une échelle de dómmages. Rapport final.* BRGM/RP-52634, 212 pp., 45 fig., 79 tabl., 3 ann., France.

Berguer, A. C., Bethke, C. M., Krumhansl, J. L., (2000). *A process model of natural attenuation in drainage from historic mining district.* Applied Geochemistry, vol. 15, pp. 655-666.

Blight, G. E. (1989). *Erosion losses from the surfaces of gold tailing dams.* Journal of the South African Institute of Mining and Mettalurgy, 89 (1), pp. 23-29.

Collon, P. (2003). *Évaluation de la qualité de l'eau dans les mines abandonees du basin ferrifére Lorrain. De l'éxperimentation en laboratoire à la modélisation in situ.* Institut National Polythechnique de Lorraine. École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy. Laboratoire Environnement, Géomécanique Ouvrages.

Doupé R. G., Lymbery, A. J. (2005). *Environmental risks associated with beneficial end uses of mine lakes in Southwestern Australia.* Technical Communication. Mine Water and the Environment 24, pp. 134-138, Springer-Verlag.

GISOS (2003). *Synthèse des travaux de recherché, 1999-2002.* France.

Jorge, C., Ramos, V., Fernandes, I. (2008). *Principais aspectos geotécnicos relativos a áreas mineiras degradadas.* Actas do XI Congresso Nacional de Geotecnia e IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Coimbra, 8 pp.

Poulard, F., Salmon, R. (2002). *Proposition d'une méthode d'analyse et de hiérarchisation des risques résiduels lies à l'exploitation d'un ancient basin minier.* Programme EAT-DRS-03. Unité Modélisation et Evaluation des Risques Géothecniques. Direction des Risques du Sol et du Sous-sol, France.

Ramos, V. (2008). *Problemas geotécnicos em áreas mineiras degradadas.* Trabalho realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, no âmbito do Estágio Profissionalizante, e apresentado no Dep. de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, 95 pp.

Robertson, A., MacG., Skermer, N. A. (1988). *Design considerations for the long term stability of mine wastes.* First International Environmental Workshop, Australian Mining Industry Council, Darwin, Australia.

Rose, A. W., Cravotta, C. A., III (1998). *Geochemistry of coal-mine drainage.* In Brady K. B. C., Smith, M. W., Schueck, J., (eds). Coal Mine Drainage Prediction and Pollution Preservation in Pennsylvania: Harrisburg, Pa, Pennsylvania Department of Environmental Protection, 5600-BK-DEP2256, pp. 1.1-1.22, U.S.A..

Singh, K., Dhar, B. B. (1997). *Sinkhole subsidence due to mining.* Geothecnical and Geological Engineering 15, pp. 327-341.

Tritsch, J. J. (2000). *Évaluation des aléas aux cavités souterraines.* Synthèse du groupe de travail du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnment. INERIS, Direction dês Risques du Sol et du Sous-Sol, France.

Watelet, J. M. (1998). *Méthodologie d'analyse des dangers appliqué à l'exploitation des carriers souterraines, Rapport final.* INERIS SSE-99-21 EP48/R01.

Zihri, G. (2004). *Risques liés aux ouvrages souterrains: constituition d'une échelle de dommages.* Thèse de doctorat, INPL/ENSMN-LAEGO, École Doctorale PROMEN, Spécialité Génie Civil – Hydrosystémes – Géotechnique.

4º Seminário Português sobre Geossintéticos

Local e datas

Universidade de Aveiro
22 e 23 de Novembro de 2011

Programa

Curso:
Filtragem e drenagem com geossintéticos - **Maria de Lurdes Lopes, FEUP e Isabel Pinto, FCTUC**

Palestras temáticas:
Haverá quatro palestras sobre os temas principais do seminário.

Engenharia ambiental - Madalena Barroso (LNEC, Portugal)
Geossintéticos em engenharia ambiental: desenvolvimentos recentes em materiais e aplicações.

Engenharia costeira e hidráulica – Adam Bezuijen (Deltares, Holanda)
The use of geotextiles in coastal and hydraulic engineering, revetments and sand filled structures.

Engenharia de transportes - Jörg Klompmaker (BBG Bauberatung Geokunststoffe, Alemanha)
Geogrid reinforced steep Slopes and Base Courses – Prediction and Field Monitoring of Geogrid-Strains and Earth Pressure Distribution.

Estruturas em solo reforçado com geossintéticos – Neil Dixon (University of Loughborough, Inglaterra)
Variability of soil-geosynthetic interface shear strength: Implications for design.

Sessões de apresentação oral de trabalhos a submeter

Exposição técnica
Durante o Seminário decorrerá uma exposição técnica, aberta a todas as empresas e entidades relacionadas com a temática dos geossintéticos.

Inscrições / Apoios

Inscrições a preço reduzido: até 30 Setembro 2011
Consultar condições em http://4spgeo.web.ua.pt

Contactos

Página Web: http://4spgeo.web.ua.pt
E-mail: 4spgeo@ua.pt

Universidade de Aveiro
Departamento de Engenharia Civil
Campus Universitário de Santiago
3810-193 AVEIRO
Tel.: (+351) 234 370 049
Fax: (+351) 234 370 094

XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA
VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA

LISBOA, ABRIL DE 2012

XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA

LISBOA, PORTUGAL
17 a 20 de Abril de 2012

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo do congresso é proporcionar a todos os participantes um convívio que estimule uma troca de conhecimentos não só útil como susceptível de tornar bem evidentes os mais recentes progressos no domínio da Geotecnia.

O tema do Congresso será «Pensar e Construir com a Natureza. Uma Visão para a Engenharia.»

Durante o evento, serão proferidas conferências por especialistas nacionais e estrangeiros sendo também realizadas sessões técnicas para a apresentação das comunicações seleccionadas.

As conferências e os resumos das comunicações aceites serão publicadas nas actas do congresso. As conferências e as comunicações serão disponibilizadas na íntegra em CD-ROM.

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

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. Ainda se prevê a realização de eventos sociais e culturais, cuja programação se divulgará oportunamente.

TEMAS

Para o XIII Congresso Nacional de Geotecnia, as comunicações poderão versar os seguintes temas:

CONHECER os geomateriais
PENSAR a concepção e o projecto
REALIZAR a construção
USUFRUIR a manutenção e a exploração
DESAFIAR como lidar com o risco
INOVAR perspectivas na Geotecnia – ligação entre a Ciência e Tecnologia e a Sociedade

Convidam-se todos os colegas a participar com trabalhos e a enviar comunicações.

VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA

LISBOA, PORTUGAL
16 de Abril de 2012

OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo do congresso é proporcionar aos geotécnicos brasileiros e portugueses um convívio que lhes permita uma visão actualizada das realidades nacionais neste domínio bem como tornar bem evidentes os mais recentes progressos no domínio da Geotecnia.

O tema do Congresso será «Risco e Segurança.»

Durante o evento, terá lugar a terceira "Victor de Mello Lecture" e serão proferidas conferências por especialistas brasileiros e portugueses e realizadas sessões técnicas para a apresentação das comunicações seleccionadas.

A "Victor de Mello Lecture", as conferências e os resumos das comunicações aceites serão publicadas nas actas do congresso. As mesmas conferências e as comunicações serão disponibilizadas na íntegra em CD-ROM.

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. Ainda se prevê a realização de eventos sociais e culturais, cuja programação se divulgará oportunamente.

TEMAS

Para o VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, as comunicações poderão versar os seguintes temas:

Taludes naturais e acções climáticas
Geossintéticos: uso ambiental
Melhoria do terreno: inovações e previsões de comportamento
Mecânica dos solos rijos e das rochas brandas

Convidam-se todos os colegas a participar com trabalhos e a enviar comunicações.

DATAS IMPORTANTES

2011/08/30 – Aceitação dos resumos e envio das instruções para apresentação das comunicações.

2011/10/15 – Emissão do Segundo Boletim.

2011/12/15 – Envio das comunicações.

2012/02/15 – Aceitação das comunicações e informação sobre aventuais alterações.

2012/03/15 – Envio da versão definitiva das comunicações.

2012/04/01 – Emissão do Terceiro Boletim e programa definitivo.

2012/04/16 – VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia.

2012/04/17 a 2012/04/20 – XIII Congresso Nacional de Geotecnia.

INSCRIÇÕES

As inscrições deverão ser feitas on-line na página do Congresso: www.13cng.org ou através do envio da ficha de inscrição.

PROFISSIONAIS	Até 2011/12/31	Após 2011/12/31
Sócios SPG ou ABMS[1]	€350	€400
Não sócios	€450	€500
ESTUDANTES	**Até 2011/12/31**	**Após 2011/12/31**
1.º e 2.º ciclo[2]	€50	€75
3.º ciclo	€150	€180

[1]Com as quotas de 2011 pagas. [2]Condições especiais para grupos.

CONTACTOS

A correspondência deve ser dirigida para:

Comissão Organizadora do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
A/C Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
Morada: Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa
PORTUGAL

Os contactos para obtenção de informação são os seguintes:

Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia
Tel. +351 21 844 38 59
Fax: + 351 21 844 30 21
E-mail: spg@spgeotecnia.pt
Web: www.13cng.org

In Situ
GEOTECNIA

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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

CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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

INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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

LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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

tgeotecnia

na génese da construção

dstgroup

Onde a engenharia começa.

Por detrás de uma grande obra está sempre uma grande empresa.
A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospecção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.
As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia.
Na génese da construção.

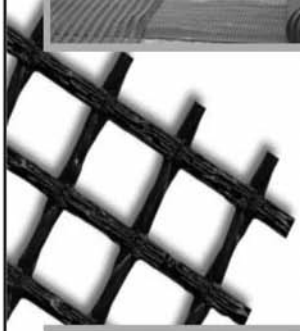
a dst group company

t + 351 253 307 285 | geral@tgeotecnia.pt | www.dstsgps.com

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 íngrimes.



HaTelit®

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

Fornit®

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

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

Acerte na escolha!

HUESKER

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

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

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE

COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

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

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

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

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

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

ANGOLA
Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222338 513
Cell: (244) 923317541
E-mail: coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE
Pestana Rovuma Hotel. Centro de Escritórios.
Rua da Sé nº114. Piso 3, MAPUTO
Tel./Fax: (258) 21 328 813
Cell:(258) 82 409 9605
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
Rio de Janeiro
COBA Ltd. - Rua Bela 1128
São Cristóvão
20930-380 Rio de Janeiro RJ
Tel.: (55 21) 351 50 101
Fax: (55 21) 258 01 026

Fortaleza
Av. Senador Virgilio Távora 1701, Sala 403
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
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

CENOR®
Consulting Engineers

www.cenor.pt

GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE

FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO **CENOR**
PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉNIA, TIMOR

CENORGEO - Engenharia Geotécnica, Lda.
Rua das Vigias, 2 . Piso 1 Parque das Nações 1990-506 LISBOA . PORTUGAL
T. +351.218 437 300 **F.** +351.218 437 301 cenorgeo@**cenor.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

GEOMEC

Ensaios Dinâmicos em Fundações Profundas

Consultoria em Engenharia Geotécnica e de Fundações

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

Tecnasol

Engenharia Geotécnica

Paredes Moldadas

Estacas
Microestacas

Entivações

Reabilitação
Instrumentação
Pré-esforço

Injecções
Jet Grouting
Injecções de Compensação

Obras Subterrâneas
Impermeabilizações

Geotecnia

Estabilização de Taludes

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

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

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

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

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

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

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

www.tecnasolfge.com

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

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

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

DeltaGeo
Geotechnics

INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo
Projeto
Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436
www.deltageo.com.br
deltageo@deltageo.com.br
Phone: +55 11 8133 6030
Skype: lcgarab
Radio: 55*7*58920 Nextel
MSN: lcgarab@hotmail.com
208, cj. 65, Capital Federal St., Sumaré
São Paulo SP 01259-010

DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M

TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

• Sede
Lagoas Park – Edifício 2
2740-265 Porto Salvo - Portugal
Tel.:(+351) 217 912 300
Fax: (+351) 217 941 120/21/26

• Angola
Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
Caixa Postal 2857 - Luanda
Tel.:(+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834

• Argélia
Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.:(+213) 219 362 83
Fax: (+213) 219 365 66

• Brasil
Rua Iguatemi, nº488 – 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: (+55) 112 144 5700
Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha
Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
28036 Madrid
Tel.:(+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique
Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.:(+258) 214 914 01
Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

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.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia deverá ser efectuada através da página electrónica com o endereço http://www.revistageotecnia.com. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direcção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos.

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida um *"template"* para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
3. O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.
4. A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e em rodapé um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.
5. Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.
6. Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada. As figuras devem ser a preto e branco. Os autores deverão garantir, na sua preparação, que linhas e símbolos são legíveis no formato de impressão.
8. As equações devem ser numeradas junto ao limite direito da folha.
9. Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume dos "Proceedings of the Nineth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering" (Tóquio 1977) e com a lista de símbolos organizada em Março de 1970 pela "Commission on Terminology, Symbols and Graphics Representation" da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.
10. As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP-405 de 1996, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis [por exemplo: Skempton e Henkel (1975) ou Lupini et al. (1981)]. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.
11. O artigo deve terminar com uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).
12. Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. "Discussões" e "Respostas" serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.
13. O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação "Discussão" ou "Resposta". Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.
14. As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa – Portugal
E-mail: spg@lnec.pt

3 **Modelação de ancoragens nas análises 2D por elementos finitos de cortinas de contenção: a questão da simulação do pré-esforço**
Cláudia Mónica Jerónimo dos Santos Josefino, Nuno Manuel da Costa Guerra e Manuel Matos Fernandes

33 **Mapeamento com uso de técnica fuzzy para diretrizes de ordenamento territorial – o caso de descalvado – SP**
Abimael Cereda Junior, Reinaldo Lorandi e Carla Sanchez Fazzari

43 **Coeficiente de difusão de nitrato e potássio em solo fertirrigado com vinhaça**
Rejane Nascentes, Izabel Christina d'A. Duarte Azevedo, Simone Cristina de Jesus, Francisco de Deus Fonseca Neto, Sergio Tibana, Lucas Martins Guimarães e Fernando Henrique Martins Portelinha

71 **Lavra de granitos com fio diamantado no estado do Espírito Santo, Brasil**
Isaura Clotilde Martins da Costa Regadas, José Eduardo Rodrigues e Antenor Braga Paraguassú

85 **NOTA TÉCNICA**

87 **Factores condicionantes na selecção do processo construtivo das estacas de betão**
Maria de Lurdes Penteado e Jorge de Brito

103 **Sistematização dos problemas geotécnicos em áreas mineiras degradadas**
Violeta Isabel Monteiro Ramos, Celeste Rosa Ramalho Jorge e Maria Isabel Gonçalves Fernandes