## **102** Novembro 2004



## Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia



## **GEOTECNIA**

Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia

N.º 102 – Novembro 2004

#### **DIRECTOR:**

Luís Leal Lemos, FCTUC

#### **DIRECTORES ADJUNTOS:**

Nuno Guerra, IST Marília Pereira, LNEC 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.

#### COMISSÃO EDITORIAL PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:

A. Gomes Coelho, Lisboa A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa A.J. Correia Mineiro, Lisboa Alberto Garrido, TG7, Porto António Cardoso, FEUP, Porto António Pinelo, IEP, Almada António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa C. Dinis da Gama, IST, Lisboa Celso Lima, Hidrorumo, Porto E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO, Rio de Janeiro E. Maranha das Neves, IST, Lisboa F. Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa F. Peres Rodrigues, Enarco, Lisboa Francis Bogossian, Geomecânica, Rio de Janeiro H. Novais Ferreira, LECM, Macau J. Barreiros Martins, Braga

J. Castel-Branco, Lisboa

J. de Oliveira Campos, USP, São Paulo J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto J. Moura Esteves, Lisboa J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa M. Matos Fernandes, FEUP, Porto Maria Lurdes Lopes, FEUP, Porto Milton Vargas, Themag, São Paulo Nuno Grossmann, LNEC, Lisboa Pedro Sêco e Pinto, LNEC, Lisboa R.F. de Azevedo, UFV, Viçosa Ricardo Oliveira, Coba, Lisboa Rui M. Correia, LNEC, Lisboa Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa Waldemar Hachich, EPUSP, São Paulo

#### DIRECÇÃO DA SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:

Presidente: António Gomes Correia, U. Minho, Guimarães Vice-Presidente: Luís Nolasco Lamas, LNEC, Lisboa Secretário Geral: António José Roque, LNEC, Lisboa Secretário Adjunto: Pedro Marques Bernardo, IST, Lisboa Tesoureiro: José Luís Machado do Vale, Tecnasol, Lisboa

**Redacção e Administração:** Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal – Telef.: 351-218443321; Fax: 351-218443021 Email: spg@lnec.pt; http://www.lnec.pt/rev-geo **Subscrição:** assinatura anual (3 números) - 25  $\in$ ; número avulso: para membros da SPG - 8  $\in$ ; outros - 16  $\in$ *Distribuição gratuita aos membros da SPG.* **Execução gráfica:** Impressão na Ponticor *Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC e pela FCT – Fundação da Ciência e Tecnologia.* ISSN 0379-9522 **Depósito Legal:** 214545/04

# ÍNDICE

**102** Novembro 2004

- 3 Editorial
- 4 Agradecimentos
- 5 Túnel do Término da Estação Alameda II Identificação dos Parâmetros Geotécnicos
- 33 Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada Reforçada com Fibras de Polipropileno
- 55 Escavações não Suportadas em Maciços Argilosos.Consolidação e Estabilidade Global pelo Método dos Elementos Finitos
- 71 Avaliação Laboratorial da Danificação durante a Instalação de Geossintéticos. Influência do Material de Confinamento

Carlos Moreira Jorge Almeida e Sousa Luís Leal Lemos

Márcio A. Vendruscolo Karla S. Heineck Nilo Cesar Consoli Ana P. S. dos Santos

José Leitão Borges

António Miguel Paula Margarida Pinho-Lopes M. Lurdes Lopes



**Editorial** Luís Joaquim Leal Lemos

De acordo com o Regulamento do Prémio Revista Geotecnia, a Direcção promoveu a atribuição do prémio para o melhor artigo publicado na revista no biénio 2002-2003.

O Júri foi constituído por dois elementos da Comissão Redactorial - Professores Manuel Matos Fernandes e Ricardo Oliveira -, por um especialista convidado pela Direcção - Professor Alberto Sayão -, pelo Vice-Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia - Engenheiro Luís Nolasco Lamas - e pelo Director da Revista.

Por unanimidade, foram atribuídos o Prémio e uma Menção Honrosa aos seguintes trabalhos:

#### PRÉMIO

"Comportamento de uma zona de deslizamento num aterro de resíduos de Lisboa após a implementação de medidas de estabilização", Revista nº 95, de Fernando Pardo de Santayana;

#### MENÇÃO HONROSA

"*Palácio Sotto Mayor - concepção e comportamento de uma escavação profunda*", Revista n.º 95, de Alexandre Pinto, Sandra Ferreira, Pedro Lopes, João Dias, Rita Costa e Frederico Almeida.

A entrega do Prémio e da Menção Honrosa decorreu no Auditório B da Reitoria da Universidade Nova de Lisboa em 6 de Dezembro de 2004, quando da XXI Lição Manuel Rocha.

Deixa-se expresso neste editorial um voto de felicitações aos Colegas premiados e um outro de agradecimento aos Colegas que constituíram o Júri.

### Agradecimentos

A Direcção da Revista expressa aqui votos de agradecimento aos seguintes especialistas que colaboraram na apreciação de alguns trabalhos submetidos a publicação na Revista GEOTECNIA: António Roque (LNEC), Fernando Pardo de Santayana (LNEC), Maria Isabel Moita Pinto (FCTUC), Paulo de Venda Oliveira (FCTUC) e Rui Calçada (FEUP).

A Direcção

## TÚNEL DO TÉRMINO DA ESTAÇÃO ALAMEDA II IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Identification of the parameters of a Miocene clay intersected by a tunnel of the Lisbon Metro

Carlos Moreira\* Jorge Almeida e Sousa\*\* Luís Leal Lemos\*\*\*

**RESUMO** – Aplica-se um algoritmo de identificação de parâmetros geotécnicos, baseado na resolução do problema inverso, ao maciço terroso envolvente do túnel do término da estação da Alameda II do Metropolitano de Lisboa. Utiliza-se o método dos elementos finitos e a análise é realizada admitindo condições associadas a um estado plano de deformação, simulando-se o efeito tridimensional do avanço da frente através do método de convergência-confinamento. Consideram-se dois tipos de comportamento para o maciço terroso: elástico linear - isotrópico e transverso-isotrópico - e hiperbólico isotrópico. Os parâmetros são identificados através de medidas e observações obtidas na obra e são depois confrontados com os avaliados através dos ensaios de caracterização geotécnica efectuados *in situ* e em laboratório.

**ABSTRACT** – Is applied back analysis algorithm is applied to the identification of geotechnical parameters of the ground involved by the surface terminus tunnel of the Alameda II Station of the Metropolitano de Lisboa. The finite element method is used, the study is two dimensional and the analysis is performed assuming a plain strain state. Two types of behaviour are considered for the ground massive: linear elastic with either isotropic and transverse-isotropic styles and hyperbolic with isotropy. The three dimensional effect of the front advance is simulated by the convergence-confinement method. The identification of the parameters is performed using field measurements and observations and then they are confronted with those obtained by means of the geothecnical characterization *in situ* and laboratory tests.

#### 1 – INTRODUÇÃO

A geotecnia pesquisa actualmente a solução de uma parte significativa dos problemas que se lhe deparam recorrendo à modelação numérica. Muitas têm sido por essa razão as leis constitutivas formuladas no intuito de simular de forma realista o comportamento exibido pelos materiais afectados pelas obras de engenharia. Contudo, não se deve esperar que um modelo numérico, mesmo quando baseado nos conhecimentos geológicos disponíveis e criteriosamente escolhido, conduza só por si a resultados credíveis. A selecção das grandezas a atribuir aos parâmetros do próprio modelo de comportamento releva de idêntica se não mesmo maior importância.

Ora acontece que a grande dificuldade ainda hoje sentida na colheita de amostras não perturbadas e indeformadas, que representem adequadamente o material em causa, aliada ao facto dos ensaios *in situ* não serem ainda suficientemente abrangentes de toda a estrutura geológica do maciço

<sup>\*</sup> Professor Coordenador, Departamento de Eng. Civil, ISEC.E-mail: cmoreira@mail.isec.pt

<sup>\*\*</sup> Professor Auxiliar, Departamento de Eng. Civil, FCTUC. E-mail: jas@dec.uc.pt

<sup>\*\*\*</sup> Professor Associado, Departamento de Eng. Civil, FCTUC. E-mail: llemos@dec.uc.pt

envolvido pelas obras, provocam actualmente uma acentuada imprecisão na determinação dos parâmetros geotécnicos.

Não é portanto de estranhar que a engenharia geotécnica procure com insistência crescente determinar os parâmetros geotécnicos, ou corrigir aqueles que foram previamente obtidos, a partir de observações da própria obra.

O procedimento que tem vindo a ser amplamente utilizado para identificação dos parâmetros geotécnicos, geralmente designado por retroanálise, baseia-se na resolução do problema inverso e está actualmente em voga, graças sobretudo aos desenvolvimentos que têm vindo a ser registados tanto ao nível das técnicas de optimização como dos processos de identificação de sistemas.

Para além de proporcionar a avaliação dos parâmetros óptimos respeitantes a um modelo particular, a retroanálise serve ainda para verificar se a estrutura desse mesmo modelo é ou não adequada à resolução do problema em causa. Os modelos que vêm sendo referidos possuem normalmente estruturas complexas, que incluem aspectos tão diversos como as condições de fronteira, o zonamento do domínio de acordo com os diferentes materiais nele existentes, as leis constitutivas e os parâmetros que regulam o comportamento reológico de cada um desses materiais e ainda o conjunto de equações matemáticas que irão conduzir à solução pretendida. A informação prévia disponível só muito raramente permite decidir com exactidão sobre todas aquelas características e, por isso, a questão crucial de saber se o modelo que foi adoptado é o mais correcto mantém-se. A retroanálise pode demonstrar a inadequabilidade de um determinado modelo quando, por exemplo, a concordância entre as medidas em obra e os valores calculados só se consegue por intermédio de um conjunto de parâmetros sem significado físico razoável. Por outro lado, quando os parâmetros de um modelo são avaliados por retroanálise e mesmo assim não se consegue que os valores calculados se aproximem dos observados na obra, isto é, quando continua a existir um certo desvio entre as medições e os cálculos, tal só pode ficar a dever-se a erros nas medições ou ao efeito de um modelo incorrecto.

O procedimento enunciado foi implementado num programa de cálculo automático, estruturado de acordo com a formulação tradicional da metodologia dos elementos finitos, e foi depois aplicado, em concreto, à identificação de vários parâmetros geotécnicos característicos do maciço terroso interessado pela escavação do túnel superficial do término da estação da Alameda II da rede do Metropolitano de Lisboa.

#### 2 – FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO PROBLEMA INVERSO

#### 2.1 – Metodologia global

Em geotecnia é tradição iniciar-se a resolução do problema inverso com a adopção de um modelo de comportamento. Este modelo, geralmente numérico, relaciona os parâmetros característicos dos materiais com observações e medições de campo a partir da informação geológico-geotécnica disponível. Em termos matemáticos simples, começa-se geralmente por admitir uma equação do tipo:

$$u = F(p) \tag{1}$$

representativa do modelo escolhido, a qual relaciona uns parâmetros p com umas variáveis mensuráveis u, quase sempre deslocamentos. O problema de identificação em análise consiste então em admitir como dados de entrada determinados valores medidos de alguns desses deslocamentos, representados por  $u^*$ , e percorrer o caminho inverso do habitual, no sentido de serem encontrados os parâmetros do modelo que melhor aproximam os valores calculados daquelas medidas. Este processo envolve geralmente a selecção de um critério de identificação que permita definir uma função baseada total ou parcialmente nas diferenças entre os valores medidos e os calculados, habitualmente designada por função objectivo, a qual, ao ser posteriormente minimizada, deverá conduzir ao desejado conjunto dos parâmetros mais bem ajustados a cada situação em concreto. A metodologia descrita pode ser caracterizada pela execução sequencial das etapas referidas, de acordo com o esquema ilustrado na Figura 1.



Fig. 1 – Metodologia de resolução do problema inverso.

#### 2.2 – Função objectivo

A metodologia de resolução do problema inverso apresentada carece, tal como se viu, de uma operação de minimização de uma função objectivo, cuja definição matemática está associada ao critério de identificação que se pretende utilizar.

São vários os critérios que podem ser escolhidos para o efeito enunciado. Adoptou-se neste estudo o critério da máxima verosimilhança, com base na evidência de ser aquele que apresenta o mais elevado grau de generalidade, ao permitir mediante certas simplificações reproduzir outros critérios como casos particulares (Ledesma Villalba, 1987).

Em geral, admite-se que a verosimilhança pode ser tomada como proporcional à probabilidade de obter determinadas medições, a partir da admissão de hipóteses válidas de um modelo e de uma estrutura de erro das medidas. Assim, a solução do problema em questão será constituída pelos parâmetros estimados que maximizarem essa probabilidade.

Supondo que os erros das n medidas efectuadas se distribuem segundo uma função normal (gaussiana), com uma matriz de covariâncias  $C_u$ , a verosimilhança para um certo conjunto de parâmetros, proporcional à probabilidade da realização simultânea de todos os erros das medidas, determina-se através da expressão seguinte, onde  $\Delta u$  é a diferença entre as variáveis medidas e as calculadas com o modelo e  $\Gamma$  é uma constante de proporcionalidade arbitrária:

$$L(u) = \frac{\Gamma |C_u|^{-1/2}}{(2\pi)^{n/2}} \exp\left[-\frac{1}{2} (\Delta u)^T C_u^{-1} (\Delta u)\right]$$
(2)

7

Normalmente, para agilizar o procedimento, torna-se mais vantajoso usar uma outra função S=-2lnL, designada por função de suporte e correspondente ao logaritmo natural da anterior função de verosimilhança, cujo desenvolvimento é dado por:

$$S = \left(\Delta u\right)^{T} C_{u}^{-1} \left(\Delta u\right) + n \ln 2\pi + \ln \left|C_{u}\right| - 2 \ln \Gamma u$$
(3)

Maximizar a anterior equação (2) será neste caso equivalente a minimizar esta última expressão e se for fixada a matriz de covariâncias  $C_u$  as três últimas parcelas aí representadas são constantes. Isto significa que, para efeitos de minimização, pode muito simplesmente a função objectivo ser representada apenas por:

$$J = \left(\Delta u\right)^T C_u^{-1} \left(\Delta u\right) \tag{4}$$

No caso dos erros de observação serem independentes entre si, a referida matriz de covariâncias  $C_u$  será diagonal e a anterior expressão da função objectivo passa a corresponder ao critério de identificação de Markov.  $C_u$  representará então uma matriz de pesos que deve ser definida à partida e que traduz a qualidade de cada uma das observações. Na situação mais particular ainda de todas as medições enfermarem de erros iguais, aquela matriz será a identidade e a função objectivo coincidirá com a do critério dos mínimos quadrados.

#### 2.3 – Minimização da função objectivo

O processo de minimização da função objectivo passa em geral pela linearização da expressão do modelo, o que, apesar de impor a necessidade de um processamento de natureza iterativa, apresenta por outro lado a vantagem de simplificar o cálculo em cada etapa. Tendo em conta a expressão (1) representativa do modelo geotécnico e que define explicitamente e de forma genérica a relação entre variáveis mensuráveis *u* e parâmetros desconhecidos *p*, e operando o seu desenvolvimento em série de Taylor, em torno de um ponto  $p_0$  de parâmetros iniciais, obtém-se:

$$u \approx u_{p0} + \left[\frac{\partial F(p)}{\partial p}\right]_{p0} \left(p - p_0\right)$$
<sup>(5)</sup>

onde as derivadas das variáveis definidas pelo modelo em ordem aos parâmetros, no caso mais habitual, correspondentes às derivadas dos deslocamentos em relação aos parâmetros, representam coeficientes de sensibilidade que podem ser agrupados numa matriz A, de tipo jacobiano chamada matriz de sensibilidade. Assim, tendo em consideração este novo conceito e introduzindo na expressão (5) as variáveis medidas *u*\*, pode-se obter a expressão:

. .

$$\Delta u^* = u^* - u_{p0} = \left[\frac{\partial F(p)}{\partial p}\right]_{p0} \left(p - p_0\right) = \left[\frac{\partial u}{\partial p}\right]_{p0} \left(p - p_0\right) = A\Delta p \tag{6}$$

a qual, como adiante se verá, desempenha um papel de grande importância para o desenrolar de todo o processo, pois é através dela que se podem determinar os acréscimos  $\Delta p$ , a fornecer aos parâmetros em cada iteração realizada no caminho até ao mínimo da função objectivo.

Ao longo desta "viagem", a função objectivo deverá em cada iteração tomar um valor inferior ao da iteração anterior. O avanço em direcção ao mínimo pode ser conseguido através de um procedimento matemático de minimização que consiste na selecção de um conjunto inicial de parâmetros, a partir dos quais se vai progredindo numa determinada direcção de pesquisa, por aplicação sucessiva de um vector de avanço  $\Delta p_k$ , de acordo com o seguinte estratagema (Moreira e Almeida e Sousa, 2000):

$$p_{k+1} = p_k + \Delta p_k \tag{7}$$

A avaliação em cada passo deste vector de avanço pode ser conseguida por intermédio de uma formulação matemática, em que a matriz de sensibilidade se apresenta como elemento fulcral no processo de identificação e que é consistente com a seguinte expressão:

$$\Delta p_{k} = \left[ A_{k}^{T} C_{u}^{-1} A_{k} + \mu_{k} I \right]^{-1} A_{k}^{T} C_{u}^{-1} \Delta u$$
(8)

Na verdade, a equação anterior permite avançar segundo duas vias alternativas, correspondendo cada uma delas à aplicação de algoritmos de minimização distintos, cuja principal diferença reside na parcela  $\mu_k I$ , definida em função de um escalar  $\mu_k$  variável em cada iteração e introduzido no cálculo matricial recorrendo à matriz identidade *I*.

Assim, considerando o caso particular de  $\mu_k=0$  na expressão anterior, obtém-se o chamado algoritmo de Gauss-Newton, definido para o critério da máxima verosimilhança. Este algoritmo admite a seguinte interpretação geométrica simples: sendo  $\mu_k$  nulo avança-se em direcção ao mínimo de um parabolóide tangente à função objectivo no ponto  $p_k$ . A grande vantagem deste processo advém da sua simplicidade, pois permite uma velocidade de cálculo superior.

O outro algoritmo que pode ser usado resulta da aplicação da expressão (8) sempre que a parcela  $\mu_k I$  for não nula. A consideração desta parcela adicional constitui uma modificação do algoritmo de Gauss-Newton introduzida por Marquardt e cuja contribuição, fazendo fé nas referências analisadas, permite melhorar a convergência do processo nas situações em que ele disso sofrer (Ledesma Villalba, 1987). Ao contrário do que acontece quando  $\mu_k$  é nulo, se o seu valor for muito grande avança-se agora um incremento muito pequeno e na direcção do gradiente.

#### 2.4 – Matriz de sensibilidade

No presente estudo optou-se pela utilização do método dos elementos finitos, devido sobretudo à grande versatilidade por ele demonstrada na resolução dos problemas geotécnicos, permitindo uma definição geométrica bastante abrangente e aceitando facilmente uma grande diversidade de modelos matemáticos para simulação do comportamento dos materiais.

Neste método, como é sobejamente sabido, desde que o modelo admita uma relação unívoca entre as tensões e as deformações, a equação fundamental que representa o equilíbrio dos elementos, formulada a partir do princípio dos trabalhos virtuais, igualando o trabalho das forças interiores e exteriores, pode relacionar os vectores dos deslocamentos nodais *u* e das forças nodais *f* através de uma expressão do tipo:

$$K(u) \ u = f \tag{9}$$

onde a matriz de rigidez K(u) é muitas vezes função dos parâmetros e dos deslocamentos, como acontece por exemplo em situações de não linearidade, mas também pode depender exclusivamente dos parâmetros, como no caso do modelo elástico linear, designando-se então apenas por *K*. Esta matriz é geralmente obtida a partir da equação:

$$K(u) = \int_{V} B^{T} DB dV \tag{10}$$

em que *B* representa a matriz das deformações e *D* a matriz tensão-deformação do material. O vector das forças nodais, que inclui as forças exteriores  $f_{ex}$ , de superfície *t*, mássicas *b* e aquelas que são originadas pela existência de tensões  $\sigma_0$  ou deformações iniciais  $\varepsilon_0$ , vem definido por:

$$f = f_{ext} + \int_{S}^{N} t dS + V \int_{V}^{T} b dV + \int_{V}^{T} B^{T} D\varepsilon_{0} dV - \int_{V}^{T} B^{T} \sigma_{0} dV$$
(11)

Como se pode verificar, a definição do vector das forças nodais, à semelhança do que já acontece com a matriz de rigidez, também inclui os parâmetros.

A matriz de sensibilidade  $A = \partial u / \partial p$  necessária para o processo de identificação, pode ser obtida por derivação da expressão (9) em ordem aos parâmetros:

$$\frac{\partial}{\partial p} \left[ K(u) u \right] = \frac{\partial f}{\partial p} \tag{12}$$

No caso mais geral em que a matriz de rigidez está dependente dos parâmetros e dos deslocamentos, e estes por sua vez dependem dos parâmetros, a referida derivação resulta em:

$$\frac{\partial K}{\partial p}u + \frac{\partial K}{\partial u}\frac{\partial u}{\partial p}u + K\frac{\partial u}{\partial p} = \frac{\partial f}{\partial p}$$
(13)

a qual, quando em presença do modelo elástico linear, virá reduzida da segunda parcela, o que representa em termos de cálculo uma diminuição drástica da complexidade de outro modo resultante. A expressão anterior na sua forma global pode ser explicitada em ordem a  $\partial u/\partial p$ :

$$\left[\frac{\partial K}{\partial u} * u + K\right] \frac{\partial u}{\partial p} = \frac{\partial f}{\partial p} - \frac{\partial K}{\partial p} u \tag{14}$$

onde a primeira parcela do primeiro membro indica um produto contraído calculado de acordo com a equação apresentada a seguir, em que os índices repetidos têm o significado de somas:

$$\left[\frac{\partial K}{\partial u} * u\right]_{ik} = \frac{\partial K_{ij}}{\partial u_k} u_j \tag{15}$$

Por fim, as componentes da matriz de sensibilidade *A*, iguais como se disse às derivadas dos deslocamentos em relação aos parâmetros, podem ser avaliadas por intermédio de:

$$A = \frac{\partial u}{\partial p} = \left[\frac{\partial K}{\partial u} * u + K\right]^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial p} - \frac{\partial K}{\partial p}u\right]$$
(16)

Para que tal procedimento conduza de forma válida à solução pretendida, subentende-se que é usada uma matriz de rigidez secante e são considerados os deslocamentos e as tensões acumulados (Ledesma Villalba, 1987). Esta expressão pode ser simplificada nos casos de linearidade, pois, como aí a matriz *K* não depende dos deslocamentos, as derivadas  $\partial K/\partial u$  são nulas e então:

$$A = K^{-1} \left[ \frac{\partial f}{\partial p} - \frac{\partial K}{\partial p} u \right]$$
(17)

onde as componentes da matriz  $\partial K/\partial p$  podem ser determinados recorrendo à própria definição fornecida pela equação (10) e tomando em consideração que a geometria não varia com os parâmetros, resultando pois:

$$\frac{\partial K}{\partial p} = \int_{V} B^{T} \frac{\partial D}{\partial p} B dV$$
<sup>(18)</sup>

Já no que diz respeito aos casos de não linearidade, a expressão (16) demonstra de forma assaz evidente, que o cálculo das componentes da matriz de sensibilidade é, para esta situação, substancialmente mais trabalhoso e complicado do que para os modelos lineares do caso anterior. A matriz:

$$K' = \left[\frac{\partial K}{\partial u} * u + K\right] \tag{19}$$

terá agora que ser calculada e invertida em cada uma das iterações necessárias para obtenção da solução, ainda com a agravante adicional de não ser simétrica.

Os termos  $\partial K/\partial p$  continuam neste caso a ser determinados pela equação (18), uma vez que a matriz de deformação *B* continua a depender somente da geometria do problema e é portanto independente dos parâmetros e dos deslocamentos. No que diz respeito ao cálculo de  $\partial D/\partial p$ , este pode ser efectuado directamente, pois a matriz de tensão-deformação *D* depende unicamente e de modo explícito dos parâmetros, tanto nos casos lineares como não lineares.

Quanto aos termos  $\partial K/\partial u$ , atendendo às mesmas considerações, eles podem ser determinados por intermédio de uma expressão semelhante à referida acima e igual a:

$$\frac{\partial K}{\partial u} = \int_{V} B^{T} \frac{\partial D}{\partial u} B dV$$
<sup>(20)</sup>

A grande complexidade reside agora no cálculo de  $\partial D/\partial u$ , visto que, em geral, no caso da não linearidade a matriz D vem definida em função dos níveis das tensões, os quais dependem por sua vez dos deslocamentos verificados. Tendo em conta que as derivadas das tensões em ordem às deformações podem ser obtidas directamente das relações tensões-deformações, expressas por  $\sigma=D\varepsilon$ , e que as derivadas das deformações com respeito a um deslocamento nodal podem ser calculadas a partir de  $\varepsilon=Bu$ , equação que inclui a matriz B das deformações e é como se sabe usada na formulação geral do método dos elementos finitos, então a derivada da matriz D em ordem aos deslocamentos pode ser calculada recorrendo ao seguinte esquema:

$$\frac{\partial D}{\partial u} = \frac{\partial D}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial u} = DB \frac{\partial D}{\partial \sigma}$$
(21)

Quanto ao termo  $\partial f/\partial p$  que representa as derivadas das forças nodais em relação aos parâmetros, será nulo quando se consideram exclusivamente forças exteriores. Porém, nos problemas de geotecnia sucede amiúde a inclusão de forças equivalentes provenientes de tensões, que actuam, por exemplo em fronteiras escavadas, no vector que representa as solicitações. Ora acontece que, no caso específico dos túneis, a resolução dos problemas passa em geral pela consideração do efeito das tensões iniciais aplicado sobre o contorno da escavação. Estas tensões expressam-se normalmente por meio de uma componente vertical e outra horizontal. No estudo aqui apresentado a componente horizontal é avaliada a partir da componente vertical, considerando o coeficiente de impulso em repouso  $K_o$ . Assim, o termo  $\partial f/\partial p$  será avaliado em função deste coeficiente  $K_o$  e recorrendo ao vector das tensões.

#### 2.5 – Processo iterativo

O método de minimização anteriormente apresentado obriga a que a identificação dos parâmetros seja processada de forma iterativa, tal como então se referiu. Tendo em atenção o mecanismo descrito para calcular numericamente as derivadas, foi estabelecido um algoritmo iterativo que permite executar de maneira sistemática e organizada todas as operações de cálculo necessárias para determinar os parâmetros mais ajustados a cada problema particular. A Figura 2 ilustra o esquema iterativo adoptado no programa desenvolvido.

Modelos lineares	Modelos não lineares					
$\downarrow$						
<b>1.</b> Definição de um conjunto inicial de parâmetros $p_i$						
	Ļ					
2. Resolução do problema directo através <i>u</i> correspondentes aos	do MEF para determinar os deslocamentos parâmetros admitidos					
$u=K^{-i}f$	$u = [K(u)]^{\cdot} f$					
a matriz de rigidez <i>K</i> não depende dos deslocamentos, a avaliação é directa	a matriz de rigidez <i>K</i> ( <i>u</i> ) depende dos deslocamentos o cálculo é iterativo para actualizar sucessivamente <i>K</i> ( <i>u</i> )					
,	ŀ					
3. Avaliar as diferenças entre deslocame	ntos observados e calculados $\Delta u = (u^* - u)$					
	Ļ					
4. Cálculo da matr	iz de sensibilidade.					
$A = K^{-1} \left[ \frac{\partial f}{\partial p} - \frac{\partial K}{\partial p} u \right]$	$A = \left[\frac{\partial K}{\partial u} * u + K\right]^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial p} - \frac{\partial K}{\partial p}u\right]$					
avaliar para todos os parâmetros pretenc de rigidez em relação	lidos as matrizes das derivadas da matriz a cada um deles $\partial K/\partial p$					
calcular as derivadas do ve	ector de forças nodais $\partial f / \partial p$					
	avaliar as derivadas $\partial K/\partial u$ e depois os produtos $\partial K/\partial u^* u$ através de $\left[\frac{\partial K}{\partial u} * u\right]_{ik} = \frac{\partial K_{ij}}{\partial u_k} u_j$					
	compor a matriz $K'=\partial K/\partial u^*u+K$ e proceder à sua inversão					
$\downarrow$						
5. Cálculo do acréscimo $\Delta p_k$ a dar aos parâmetros						
$\Delta p_k = \left[ A_k^T C_u^{-1} A_k + \mu_k I \right]^{-1} A_k^T C_u^{-1} \Delta u$						
$\downarrow$						
<b>6.</b> Cálculo do novo valor dos parâmetros: $p_{k+1} = p_k + \Delta p_k$						
↓						
7. Comprovação da convergência : se o valor da norma de $\Delta p$ é grande ou o valor da função objectivo J não é estacionário, volta-se à segunda etapa						

Fig. 2 – Esquema do processo iterativo usado para identificação dos parâmetros

#### 2.6 – Análise de sensibilidades

As informações contidas na matriz de sensibilidade podem revelar-se particularmente importantes quando se pretende analisar as incertezas associadas aos parâmetros estimados, uma vez que a influência que uma pequena variação no parâmetro  $p_j$  vai ter na resposta  $u_i(p)$ , calculada através do modelo num dado ponto de calibração i, pode ser avaliada através dos coeficientes de sensibilidade:

$$A_{ij} = \frac{\partial u_i(p)}{\partial p_j} \tag{22}$$

Porém, existem muitos modelos em que a possibilidade de se estimarem todos os parâmetros a partir dos dados disponíveis não é evidente, sobretudo quando são definidos com base num elevado número de parâmetros ou quando envolvem equações diferenciais. Um critério que permite avaliar a identificabilidade dos parâmetros em jogo, consiste em assumir que ela é possível sempre que os coeficientes de sensibilidade no intervalo das medidas forem linearmente independentes. Quer dizer, se os coeficientes de sensibilidade de dois parâmetros não forem linearmente independentes no intervalo das medidas, pode a variação de um deles ser compensada por uma variação no outro, continuando o sistema a responder do mesmo modo e, assim, existirá uma série de combinações entre eles que produzirá a mesma solução.

Nestes termos, a avaliação dos resultados obtidos pode ser efectuada por interpretação da matriz de covariâncias dos parâmetros identificados, calculando o coeficiente de correlação  $\rho_{ij}$  entre cada dois parâmetros  $p_i$  e  $p_j$ :

$$\rho_{ij} = \frac{c_{ij}}{\sigma_i \sigma_j} \tag{23}$$

em que  $c_{ij}$  é a covariância dos dois parâmetros e  $\sigma_i$  e  $\sigma_j$  os desvios-padrão respectivos. A matriz de covariância  $C_p$  dos parâmetros pode de forma aproximada ser obtida a partir de:

$$C_p \approx \sigma_0 \left[ A^T A \right]^{-1} \tag{24}$$

onde  $\sigma_0$  é o desvio padrão das medidas e A é a matriz de sensibilidade, tal como anteriormente definida. Esta matriz  $C_p$ , quadrada, simétrica e de ordem 2, em que os elementos da diagonal  $c_{ii}$  e  $c_{ij}$  correspondem às variâncias dos respectivos parâmetros e os elementos  $c_{ij} = c_{ji}$  fora da diagonal representam a sua covariância, permite pois avaliar a correlação entre os parâmetros através de:

$$\rho_{ij} = \frac{c_{ij}}{\sqrt{c_{ii}c_{jj}}} \tag{25}$$

Uma vez que estão a ser considerados apenas dois parâmetros, é possível demonstrar que a correlação entre eles pode ser calculada independentemente do conhecimento dos erros das medidas e de forma simplificada usando uma matriz C' reduzida, definida apenas para esse efeito e dada por:

$$C' \approx -\left[A^T A\right] \tag{26}$$

13

Os coeficientes de correlação que acabam de ser apresentados, gozam da propriedade de tomarem valores compreendidos entre -1 e 1 e quando o seu valor é zero, isso significa que não há correlação entre os dois parâmetros. Ao invés, quando o seu valor se aproxima daqueles limites é grande a correlação entre eles. Um valor em termos absolutos superior a 0,9 indica uma correlação muito elevada (Beck e Arnold, 1977), não podendo determinar-se de forma independente os dois parâmetros. Quer dizer, se os parâmetros são correlacionados, pode-se obter a mesma resposta de um modelo variando os parâmetros, de modo que o efeito de um deles na solução seja simultaneamente compensado por efeito contrário produzido pelo outro.

A interpretação dos coeficientes de correlação, do ponto de vista físico, tornar-se-á bastante mais complexa quando as retroanálises envolverem mais de dois parâmetros, pois nesse caso existirão mais dependências indirectas entre eles.

#### 3 - ANÁLISES EFECTUADAS

#### 3.1 – Descrição sumária do túnel

Uma descrição mais pormenorizada da obra neste estudo analisada, o túnel do término da estação da Alameda II da rede do Metropolitano de Lisboa, pode ser encontrada noutras publicações, fazendo-se aqui apenas uma muito sucinta apresentação. Este túnel, com uma extensão de 165m e um volume de escavação de aproximadamente 70m<sup>3</sup> por metro linear, tem um recobrimento variando continuamente desde um valor máximo de cerca de 30m na zona do tímpano, até um valor mínimo de 14m.

Como esquematizado na Figura 3, os trabalhos de prospecção mecânica revelaram a existência ao longo do traçado do túnel de uma camada superficial de aterros sobrejacente a duas formações características do chamado Miocénico marinho de Lisboa, conhecidas como Areolas da Estefânia e Argilas dos Prazeres (Marques et al., 2001). Trata-se de materiais sobreconsolidados, constituídos fundamentalmente por areias compactas e (ou) argilas rijas, com frequentes intercalações calcárias.



Fig. 3 – Representação esquemática do perfil longitudinal do maciço e da secção S69.

Os materiais de aterro, com uma espessura de 2,5 a 3m, são bastante heterogéneos e essencialmente areno-argilosos. Subjacente aos aterros ocorre a formação das Areolas da Estefânia, com uma espessura entre 11 e 12m. É uma formação constituída por areias de granulometria predominantemente fina, geralmente micáceas, silto-argilosas, com algumas intercalações de cascalho. Por último, ocorre a formação das Argilas dos Prazeres. Nesta unidade, onde o túnel é quase que inteiramente escavado, encontram-se fundamentalmente sedimentos finos argilo-siltosos com comportamento muito rijo. A caracterização geotécnica destas diferentes formações foi feita com recurso a ensaios in situ – SPT, ensaios de permeabilidade e ensaios com os pressiómetros de Ménard e autoperfurador de Cambridge – e em laboratório, nomeadamente ensaios de identificação e classificação e de determinação dos principais índices físicos, ensaios edométricos e ensaios triaxiais consolidados não drenados (Marques et al., 2001).

A construção do túnel foi desenvolvida de acordo com os princípios preconizados pelo método NATM. Para cada ciclo de avanço, a escavação da abóbada e dos hasteais processou-se em três etapas de 1m, deixando um núcleo central que funcionava como apoio à frente de escavação. A escavação da soleira foi executada em etapas de 2,4m. No suporte inicial foram utilizadas cambotas metálicas (revestimento rígido) e betão projectado (revestimento flexível), admitindo-se duas etapas de projecção até se atingir a espessura de 0,20m definida em projecto. O revestimento definitivo, com uma espessura de 0,40m, foi executado em betão moldado após a escavação completa do túnel (Almeida e Sousa et al., 2001).

#### 3.2 – Perfil geológico da secção do túnel estudada

A identificação de parâmetros baseia-se, de acordo com a formulação apresentada, na análise de grandezas medidas *in situ*, em geral deslocamentos, que passam nessas circunstâncias a ser admitidas como dados de entrada do problema a resolver. No caso do túnel em apreciação optou-se por seleccionar para as análises em perspectiva, uma zona da obra que permitisse, da forma mais abrangente possível, averiguar a influência que os parâmetros a identificar têm nos métodos de previsão dos deslocamentos. Escolheu-se para o estudo a secção designada por S69, em virtude da sua localização intermédia ser a ideal para a análise plana.

O perfil geológico característico desta secção S69, revelado pelos trabalhos de prospecção mecânica aí realizados e ilustrado na Figura 4, é constituído por uma camada superficial de aterros areno-argilosos muito heterogéneos, com 2,5m de espessura e assente sobre as duas formações do Miocénico marinho de Lisboa, atrás sucintamente caracterizadas. Nesta secção o dito estrato das Areolas da Estefânia ostenta uma possança de 12,0m e à semelhança da camada mais profunda das Argilas dos Prazeres, patenteia um elevado grau de sobreconsolidação.



65,24m

Fig. 4 – Representação esquemática do perfil geotécnico da secção S69.

#### 3.3 – Medidas observadas

O método de construção utilizado no túnel do término requer, como antes se salientou, o recurso a uma adequada instrumentação do maciço envolvido e a sua contínua observação *in situ*, bem como a interpretação dos seus resultados em tempo útil (Ribeiro e Sousa, 2001). Por outro lado, também o processo de identificação dos parâmetros pressupõe obviamente a medição de deslocamentos.

O controlo dos deslocamentos verticais na referida secção, foi conseguido através de sete marcas superficiais, uma sobre o eixo do túnel e as outras seis simétricas em relação ao eixo e afastadas entre si cerca de 5,0m e ainda uma marca profunda instalada 3,0m acima da geratriz da abóbada do túnel. As convergências e os deslocamentos no interior do túnel foram controlados por intermédio de uma marca no tecto e outras duas nos hasteais. As distribuições dos assentamentos superficiais registados foram seguidamente aproximadas através de curvas de Gauss. Para a secção em epígrafe essa curva encontra-se representada na Figura 5 e pode ser descrita por:

$$u_{v}(x) = u_{v \max} e^{\left(-x^{2}/2 \cdot x^{2}\right)} = 8,9 e^{\left(-x^{2}/2 \cdot x^{14}, 4^{2}\right)}$$
(27)

onde  $u_v$  é o assentamento em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria,  $u_{vmax}$  é o assentamento máximo no eixo de simetria e *i* é o valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva.



Fig. 5 – Curva de Gauss dos assentamentos superficiais medidos sobre a secção S69.

#### 3.4 – Metodologia do cálculo numérico

Os processos numéricos envolvidos neste trabalho foram levadas a efeito recorrendo a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos. Este programa permite efectuar análises bidimensionais em condições de deformação plana.

Convém antes de mais relembrar que o equilíbrio junto da frente de escavação de um túnel é sempre de natureza tridimensional, quaisquer que sejam a forma, as dimensões e a localização da obra, independentemente dos métodos de escavação utilizados e dos tipos de suportes adoptados,

ou ainda dos valores do estado de tensão inicial e dos modelos reológicos admitidos para os maciços. Houve pois necessidade de proceder logo desde início à conversão do equilíbrio tridimensional para uma formulação em termos de duas dimensões apenas, para assim se poderem levar a efeito as análises considerando um estado plano de deformação. O procedimento adoptado consistiu em assumir que aquele equilíbrio tridimensional pode ser adequadamente simulado considerando a escavação como uma sequência de análises planas em várias secções transversais perpendiculares ao eixo do túnel.

A metodologia seguida para modelar a parcela da deformação do maciço que se verifica antes da instalação do suporte, assentou basicamente numa interpretação do método de convergênciaconfinamento. Começa-se por retirar os elementos finitos que compõem a zona do maciço a escavar, substituindo pelas forças nodais equivalentes ao estado de tensão registado na fronteira da escavação o efeito que esses elementos exerciam sobre a parte restante do maciço. O avanço da frente do túnel é depois simulado aliviando gradual e sucessivamente aquelas forças nodais na fronteira da escavação, ou seja, no contorno do túnel. Esta redução é executada em cada fase a analisar introduzindo um parâmetro adicional a, designado por factor de alívio e que representa a percentagem do valor das forças nodais que se esvaneceu desde o início da escavação até ao momento considerado. Quando da fase correspondente à colocação do suporte serão libertadas as forças nodais remanescentes no contorno, as quais passam deste modo a constituir o carregamento a que ficará submetido esse mesmo suporte.

A resolução dos problemas não lineares foi implementada no programa através do recurso a uma técnica iterativa. A técnica utilizada consiste na aplicação integral da totalidade da solicitação preconizada em cada fase, sendo depois a primeira solução assim determinada sucessivamente corrigida até se obter um certo grau de satisfação das necessárias equações de equilíbrio (Moreira, 2003).

#### 3.5 – Modelos de comportamento

Considerou-se que a camada das Argilas dos Prazeres, onde o túnel foi praticamente todo escavado, teve a maior quota de responsabilidade no comportamento denotado pelo macico nesta secção. Por isso, a identificação de alguns dos parâmetros geotécnicos que conduzem à melhor aproximação da curva de Gauss deduzida dos assentamentos medidos à superfície, incidiu neste estudo muito particularmente sobre esse estrato. Os parâmetros foram calculados admitindo dois tipos de comportamento do material. Assumiu-se que tal comportamento podia, por um lado, ser adequadamente descrito por uma lei elástica linear, uma vez que se verificou não existirem praticamente zonas do maciço em cedência plástica, com os parâmetros de resistência das diferentes formações deduzidos dos ensaios, nomeadamente a resistência não drenada das Argilas dos Prazeres (Almeida e Sousa et al., 2001). As primeiras análises foram efectuadas admitindo a isotropia do material, no entanto, como a maioria dos depósitos naturais apresenta uma certa anisotropia característica, foram também efectuados cálculos modelando estas argilas com um comportamento do tipo transverso-isotrópico. Uma vez que a influência no comportamento do maciço adjacente à escavação da anisotropia referente ao módulo de deformabilidade (Eh/Ev) é muito pequena (Almeida e Sousa, 1998 e Lee e Rowe, 1989), apenas se estudou a anisotropia relativa ao módulo de distorção em qualquer plano vertical (Gvh/Ev).

Por outro lado, visto que se estava lidando com materiais cujo comportamento pode como se sabe afastar-se bastante da linearidade, optou-se por introduzir no estudo um outro tipo de comportamento, também elástico mas desta vez não linear, tendo-se utilizado para este efeito o modelo hiperbólico. A justificação de semelhante escolha assenta basicamente em três aspectos. O primeiro, prende-se com o facto já demonstrado de o modelo ser fiável no estudo de escavações de túneis superficiais, quando através dele se pretende simular o comportamento de solos resistentes, como por exemplo argilas rijas sobreconsolidadas ou areias submetidas a tratamentos que lhes melhorem substancialmente as suas características de resistência. Este modelo foi aplicado com sucesso em numerosas obras cuja situação se configura com as normais condições de utilização, onde as zonas de material em cedência não existem ou são muito restritas e sem importância capaz de afectar em termos globais as deformações geradas nesses casos. O segundo aspecto, tem a ver com a própria natureza deste modelo, que pelas características de simplicidade, permite a sua definição por um número pequeno de parâmetros, desde que sejam adoptadas algumas hipóteses simplificadoras. E por fim, o facto também muito importante do modelo possibilitar o cumprimento de uma relação unívoca entre tensão e deformação, aspecto que é fundamental para que os procedimentos anteriormente descritos para avaliação da matriz de sensibilidade possam ser implementados satisfatoriamente.

É do conhecimento comum que o modelo hiperbólico se caracteriza por um módulo de deformabilidade variável, dependente do nível de tensão *SL* (*stress level*) atingido, o qual, em termos físicos, representa a percentagem da tensão de rotura correspondente à tensão atingida por um certo ponto, o que equivale a dizer que é uma medida do afastamento do estado de tensão nesse ponto relativamente à rotura. A expressão mais habitualmente usada do módulo de deformabilidade tangente à curva hiperbólica é:

$$E = (1 - R_f SL)^2 E_i \tag{28}$$

em que  $E_i$  representa o valor inicial do referido módulo e  $R_j$  (failure ratio) é um parâmetro adicional que visa estabelecer um patamar da tensão desviatória na rotura como percentagem do seu valor máximo obtido no ensaio. Nos casos analisados neste trabalho, dado que foram sempre admitidas condições não drenadas, assumiu-se que tal valor máximo se conciliava com a resistência cu estabelecida de acordo com o critério de Tresca e definiu-se o valor do módulo de deformabilidade secante através de:

$$E_{us} = \left[1 - R_f \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c_u}\right] E_{ui}$$
(29)

#### 3.6 – Discretização e caracterização mecânica da secção estudada

A malha de elementos finitos usada para discretização da secção escolhida encontra-se esquematizada na Figura 6. Esta malha é composta por 761 pontos nodais e 244 elementos isoparamétricos quadrangulares de 8 pontos nodais que representam o maciço terroso e o suporte. Na fronteira lateral esquerda, correspondente ao plano de simetria da secção, bem como na outra fronteira lateral localizada a uma distância de 65,24m foram impedidos os deslocamentos segundo a horizontal. A fronteira inferior da malha, onde foram impedidos todos os deslocamentos, situou-se à profundidade de 48,55m.

O factor de alívio a adoptado foi de 0,5, valor que foi obtido através do confronto dos resultados de um cálculo tridimensional, onde se procurou reproduzir o processo construtivo efectivamente seguido nas proximidades da secção S69 em estudo, com os de análises em deformação plana (Almeida e Sousa, 1998).

		_		 	 	
		Η				
7	5	$\sim$				
	÷	~				
		ନ	$\Delta$			
+	₽	d à	ΓĽ			
Ŧ	Ш	Ţ	ΨIJ			
	5	25	$\Delta T$			
Ŧ	¥	×				
	-1	-				

Fig. 6 – Malha de elementos finitos representando a secção estudada.

O estado de tensão inicial foi admitido como sendo geoestático. Para a sua definição consideraram-se para as várias formações os valores dos pesos volúmicos e dos coeficientes de impulso em repouso indicados no Quadro 1. Tanto os aterros como as Areolas da Estefânia foram sempre considerados em todos os cálculos com comportamentos elásticos lineares e isotrópicos, definidos com base nas características mecânicas indicadas no Quadro 2.

Quadro 1 – Pesos	volúmicos e	e coeficientes	de imp	pulso em	repouso
------------------	-------------	----------------	--------	----------	---------

Solos	γ (kN/m <sup>3</sup> )	K <sub>o</sub>
Aterros	18,0	0,50
Areolas da Estefânia	20,5	0,80
Argilas dos Prazeres	21,0	a identificar

Quadro 2 - Características mecânicas.

Solos	E'(MPa)	v
Aterros	20	0,25
Areolas da Estefânia	80 para z<6 m 80+8,6(z-6) para z≥6 m	0,25

No tocante às *Argilas dos Prazeres*, formação onde o túnel foi praticamente todo escavado, tomou-se o valor de 0,49 para o coeficiente de Poisson e, tal como já antes se disse, estabeleceu-se como objectivo primordial deste estudo a identificação dos valores do seu módulo de deformabilidade  $E_u$  e do seu coeficiente de impulso em repouso  $K_o$ , que conduzissem à melhor aproximação da curva de Gauss deduzida dos assentamentos medidos à superfície. A escolha destes dois parâmetros como os principais a identificar resultou, por um lado, do facto de serem os que mais significativamente condicionam o comportamento global do maciço e, por outro, da existência de um número importante de ensaios *in situ* e laboratoriais a partir dos quais eles foram estimados, (Geocontrole, 1994; Sousa Coutinho et al., 1996; Marques et al., 1997) o que possibilita concluir algo sobre a adequabilidade dos modelos empregues na reprodução do comportamento das diferentes formações.

O módulo de deformabilidade, dado que os resultados dos ensaios evidenciaram um certo crescimento em profundidade, foi definido de acordo com a equação:

$$E_u = E_{u0} + m(z-14,5)$$
 (MPa) (30)

em que m representa a taxa de crescimento de Eu com a profundidade, a partir do valor de Eu0 definido para o topo da camada argilosa.

Para o suporte assumiu-se em todas as circunstâncias um comportamento elástico linear e isotrópico caracterizado através de um módulo de deformabilidade igual a 10GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2.

#### 4 – RESULTADOS

#### 4.1 – Análise elástica linear com isotropia

No início do processo, começou-se por experimentar a identificação das características de deformabilidade do solo, pesquisando não só o módulo de deformabilidade  $E_u$ , mas também e em simultâneo a sua taxa de crescimento com a profundidade *m*. Este procedimento revelou-se ineficaz e gerou grandes dificuldades na procura dos parâmetros que melhor ajustam as medidas obtidas. A convergência do processo era deficiente e, por vezes, um dado conjunto inicial de parâmetros conduzia a soluções diferentes. Mesmo com recurso ao algoritmo de Marquardt para minimização da função objectivo não se conseguiu uma eficiência razoável. O acréscimo de tempo de cálculo inerente a este método nem sequer produziu em contrapartida uma melhoria da convergência do processo, antes pelo contrário, inviabilizou várias vezes a solução. Suspeitou-se então que tais dificuldades pudessem advir do elevado grau de interdependência entre  $E_{u0}$  e *m*, de que resultaria um conjunto de soluções fisicamente aceitáveis em vez de uma única solução. Nestas circunstâncias, optou-se por fazer um estudo de sensibilidade, que permitisse averiguar até que ponto poderia a referida dependência influenciar as soluções procuradas.

Para tal efeito, avaliaram-se as sensibilidades daqueles parâmetros de deformabilidade, através de um cálculo partindo dos valores iniciais  $E_{uo}$ =60MPa, *m*=4 e  $K_o$ =0,8, correspondentes a valores próximos dos que foram obtidos por alguns dos ensaios de caracterização *in situ*, tendo-se obtido os valores cuja representação gráfica se apresenta na Figura 7.



**Fig.** 7 – Sensibilidades correspondentes aos parâmetros iniciais:  $E_{u0}$  =60MPa, *m*=4 e  $K_0$ =0,8.

Nestas circunstâncias, optou-se então por fixar *m* e identificar apenas  $E_{uo}$  e  $K_o$ . Usou-se o algoritmo de minimização de Gauss-Newton, que se mostrou bastante eficaz na pesquisa das soluções procuradas, tendo sido identificados vários conjuntos de parâmetros  $E_{uo}$  e  $K_o$ , para diferentes valores de *m*, todos eles produzindo soluções idênticas à representada na Figura 8, correspondente à situação de módulo de deformabilidade variando em profundidade com uma taxa de variação m=4.



Fig. 8 – Assentamentos superficiais medidos e calculados para um conjunto de parâmetros.

Para a maioria dos casos testados, os valores identificados para os parâmetros foram encontrados ao fim de 35 a 40 iterações. Contudo, os valores obtidos por volta da 25.ª iteração, diferem dos valores finais cerca de 1% apenas e poderiam por isso ter sido já aceites como solução. A Figura 9 apresenta a evolução dos parâmetros  $E_{u0} e K_0$  durante o processo iterativo referente ao caso particular de *m*=4. Foram realizados dois cálculos admitindo valores iniciais de  $E_{u0} e K_0$  diferentes, para se confirmar o bom funcionamento do programa, como facilmente se comprova analisando a referida figura.

O Quadro 3 resume os resultados obtidos para as várias situações testadas, admitindo diferentes valores do parâmetro *m*. A análise destes valores revela, como já se suspeitava, um elevado grau de interdependência entre os três parâmetros estudados, retratado na Figura 10, através da representação das variações de  $E_{u0}$  e  $K_0$  com o incremento de *m*.

Cálculo	1	2	3	4	5	6	7	8
т	0	2	4	6	8	9	10	12
E <sub>u0</sub> (MPa)	108,6	90,2	72,3	55,5	39,8	32,4	25,3	12,4
K <sub>o</sub>	0,432	0,508	0,579	0,647	0,716	0,751	0,789	0,861

Quadro 3 - Parâmetros geotécnicos da formação argilosa identificados por retroanálise.



Fig. 9 – Convergência dos parâmetros  $E_{u0}$  e  $K_0$  ao longo do processo iterativo para m=4.

A relação entre os parâmetros  $K_o$  e m pode ser traduzida univocamente pela equação:

$$K_0 = 0,432 + 0,036m$$
 (31)

enquanto que, a dependência entre m e o módulo de deformabilidade no topo da camada de argila,  $E_{uo}$ , se estabelece através de uma relação bi-linear, representada pelas expressões:

$$E_{\mu 0} = 108, 6-8, 833m \text{ (MPa)} \text{ para } m \le 7$$
 (32)

 $E_{u0}=94,6-6,850m$  (MPa) para m>7 (33)

Cada uma destas relações revela um conjunto de pares  $(E_{uo},m)$  que simultaneamente com os correspondentes valores de  $K_o$ , conduzem à solução do problema em apreço.



Fig. 10 – Relações entre os parâmetros m,  $E_{u0}$  e  $K_0$  determinadas numericamente.

22

e

Na Figura 11 confrontam-se os módulos de deformabilidade avaliados por alguns dos ensaios de caracterização geotécnica efectuados com os obtidos nos cálculos. Para além do módulo de deformabilidade estimado dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, indicam-se também os valores dos módulos secantes para extensões axiais de 0,1, 0,3 e 0,5% derivados dos ensaios triaxiais de extensão e de compressão e já corrigidos de maneira a eliminar os efeitos da perturbação causada pela amostragem (Almeida e Sousa, 1998).



**Fig. 11** – Comparação entre os valores de  $E_{u0}$  e *m* determinados pelos ensaios e numericamente.

Como a figura evidencia parece poder concluir-se que a solução do problema pode ser muito bem ajustada recorrendo aos parâmetros  $E_{u0}$  e *m* avaliados através dos ensaios com o pressiómetro de Ménard. Também os módulos de deformabilidade secantes para extensões de 0,5% (compressão) e 0,3 e 0,5% (extensão) parecem permitir ajustar razoavelmente a solução. Contudo, o êxito deste ajustamento passa incondicionalmente pela adopção criteriosa de um valor conveniente do coeficiente de impulso em repouso. De acordo com a expressão (31) o valor deste parâmetro teria que ser de cerca de 0,55 para o caso dos módulos secantes e de 0,64 para o caso do módulo avaliado a partir dos ensaios pressiométricos, valores estes que são próximos do limite inferior do intervalo (0,57 <  $K_0$  < 1,33) deduzido dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador (Marques et al., 2001).

Do exposto acima, pode-se deduzir que o modelo elástico linear e isotrópico se mostra relati - vamente adequado para a resolução do problema em questão, desde que se adopte para  $K_0$  um valor próximo dos valores mínimos obtidos nos ensaios.

#### 4.2 – Análise elástica linear com anisotropia

Nos cálculos efectuados em que se admitiu para a formação das *Argilas dos Prazeres* um comportamento transverso-isotrópico começou-se por fixar o módulo de deformabilidade, tomado com valor igual ao estimado através dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, uma vez que se verificou que este estava bem ajustado à situação em estudo, e procurou-se depois identificar os valores do coeficiente de impulso em repouso e da razão entre o módulo de distorção e o módulo de deformabilidade ( $n=G_{vl}/E_v$ ) que melhor poderiam ajustar a solução do problema (Moreira e Almeida e Sousa, 2001). Tal não foi possível dada a existência de um conjunto infinito de soluções, em vez de uma solução única. Assim, optou-se por considerar vários valores do coeficiente de impulso em repouso e para cada um deles identificar o correspondente valor de n. Os resultados obtidos podem ser vistos na Figura 12. Pode notar-se que a variação de n com  $K_0$  se traduz univocamente por:

$$n = 0,48 - 0,217K_0 \tag{34}$$

Atribuindo a  $K_0$  um valor de 0,87, correspondente ao valor médio deduzido dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador e próximo dos valores estimados empiricamente a partir do grau de sobreconsolidação da argila avaliado nos ensaios edométricos efectuados (Marques et al., 1997), a expressão anterior permite concluir que um valor de *n* igual a 0,29 possibilita ajustar bem a curva dos assentamentos à superfície calculada com a observada.



**Fig. 12** – Relação entre os parâmetros  $n \in K_o$  que permite ajustar a solução do problema, com o módulo de deformabilidade avaliado através do ensaio de Ménard.

#### 4.3 – Análise elástica não linear com modelação hiperbólica

Estudou-se uma vez mais a mesma secção do túnel, mas agora tentando simular uma possível não linearidade do comportamento elástico demonstrado pelas Argilas dos Prazeres, recorrendo para esse efeito ao modelo hiperbólico. Além disso, considerou-se um patamar de plasticidade perfeita definido de acordo com o critério de rotura de Tresca, em que se adoptou um módulo de deformabilidade dez vezes inferior ao valor exibido antes.

A modelação hiperbólica das argilas, visando reproduzir as curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais de compressão em que a extensão axial se mediu por via interna, baseou-se es - sencialmente naquela que havia já sido antes realizada por Almeida e Sousa (1998). Nesta modelação, em virtude de ter sido concluído que seria extremamente difícil reproduzir ao longo de todo o seu desenvolvimento a curva do ensaio com uma única hipérbole de primeira ordem, foram definidos dois módulos tangentes iniciais, originando assim duas hipérboles diferentes, cuja utilização passa a ficar dependente dos níveis de tensão induzidos no maciço terroso. Num primeiro caso pro - cura-se que a hipérbole acompanhe satisfatoriamente o andamento da curva do ensaio para os ní - veis mais baixos das tensões distorcionais, enquanto que com a segunda modelação se pretende que a hipérbole se ajuste com razoável aproximação do desenvolvimento final da curva observada, apesar de haver uma elevada subestimação do módulo de deformabilidade tangente nos níveis infe - riores das tensões distorcionais induzidas. O módulo de deformabilidade tangente inicial  $E_{ui}$  necessário para a modelação hiperbólica, à semelhança do que foi feito anteriormente, foi estabelecido a partir de um valor  $E_{ui0}$  correspondente ao topo da camada argilosa de acordo com a expressão:

$$E_{ui} = E_{ui0} + m (z-14,5)$$
 (MPa) para  $z \ge 14,5m$  (35)

Os parâmetros que serviram como ponto de partida para a caracterização das Argilas dos Prazeres e que foram deduzidos dos ensaios triaxiais de compressão acima referidos, foram os correspondentes ao segundo dos casos apontados, cujos valores adaptados à equação anterior valem respectivamente  $E_{uu0}$ =21,1MPa, m=1,8 e  $R_{j}$ = 0,20. Por seu turno, a caracterização mecânica das argilas, em termos de resistência, baseou-se na interpretação dos resultados de ensaios de corte triaxial do tipo consolidado não drenado, executados sobre amostras indeformadas colhidas no local. A resistência ao corte não drenado admitida nas análises numéricas foi definida em consonância com aquela que se deduziu a partir dos ensaios de compressão e, à semelhança do que aconteceu com o módulo de deformabilidade, também ela se assumiu com uma evolução crescente em profundidade, dada a tendência demonstrada pelos resultados desses ensaios. Considerou-se assim, de acordo com o mencionado estudo, que aquele parâmetro podia, em termos médios, ser convenientemente representado por uma resistência para o cimo da camada argilosa de 200kPa e uma taxa de crescimento igual a 11kPa por metro de profundidade, ou seja:

$$c_u = 200 + 11 (z-14,5) (kPa) \text{ para } z \ge 14,5m$$
 (36)

Nas simulações numéricas em que se intentou a identificação daquele parâmetro, procedeu-se tal como anteriormente já se havia feito para o módulo de deformabilidade, definindo-o através duma relação idêntica à anterior e com a seguinte forma:

$$c_u = c_{u0} + n (z-14,5) \text{ (kPa)} \quad \text{para } z \ge 14,5 \text{m}$$
 (37)

onde  $c_{u0}$  representa a resistência não drenada correspondente ao topo da camada das argilas e n o seu crescimento com a profundidade.

A modelação do material a observar nestas circunstâncias passa pois pelo recurso aos seus parâmetros característicos em termos de deformabilidade e de resistência,  $E_{ui0}$  e  $c_{u0}$ , e respectivas taxas de crescimento em profundidade *m* e *n*, também pela consideração do parâmetro  $R_f$  necessário para definição do modelo hiperbólico, e além destes, ainda o coeficiente de impulso em repouso  $K_0$ , obviamente para avaliação do estado de tensão inicial.

À imagem do que foi realizado antes, iniciou-se a análise efectuando um estudo paramétrico para compreender o modo como cada um dos parâmetros envolvidos afecta os resultados numéricos, em termos da grandeza e da distribuição dos assentamentos à superfície. Este estudo revelou que, para a maioria das situações analisadas, as variações dos parâmetros provocam transformações quase homotéticas nas curvas dos assentamentos superficiais, com excepção do coeficiente de impulso em repouso que evidenciou um padrão de variabilidade substancialmente diferente dos de mais. Assim, uma vez mais se anteciparam fortes possibilidades de existirem várias combinações entre os parâmetros, capazes de produzir soluções que se aproximem da curva de assentamentos observada. Isto mesmo veio depois a ser confirmado pela análise de sensibilidades realizada, como demonstram os resultados ilustrados na Figura 13, relativos aos parâmetros  $E_{ui0}$ ,  $c_{u0}$  e  $K_0$ .



Fig. 13 – Representação gráfica das sensibilidades relativas aos parâmetros  $E_{ui0}$ ,  $c_{u0} \in K_{0}$ .

Perante a anterior constatação, optou-se por fixar alguns dos parâmetros envolvidos e investigar seguidamente por meio da retroanálise o comportamento dos restantes. Apostou-se essencialmente na investigação do interrelacionamento e influências relativamente a  $E_{ui0}$  e  $K_0$  denotadas pelos restantes parâmetros.

A influência que o parâmetro  $R_f$  exerce sobre o módulo de deformabilidade tangente inicial e o coeficiente de impulso em repouso ilustra-se nas Figuras 14 e 15 respectivamente. Nestas figuras procedeu-se também à representação dos valores obtidos através do modelo elástico linear isotrópico, uma vez que sendo muito limitadas as zonas em cedência plástica, tanto este modelo como o hiperbólico definido com  $R_f=0$  exibem resultados próximos.

Quanto à relação entre  $E_{ui0}$  e  $R_f$ , conclui-se que ela pode ser aproximadamente traduzida de forma linear. No tocante ao coeficiente de impulso em repouso, verifica-se que a sua variação com o parâmetro  $R_f$  é muito ligeira, para o valor de *m* utilizado nos cálculos, circunscrevendo-se os seus valores ao intervalo [0,585-0,653] com um valor médio de 0,623 e um desvio-padrão de 0,029 para toda aquela gama. Por outro lado, resulta evidente que para valores de  $R_f$  superiores a 0,5 o coeficiente de impulso em repouso torna-se praticamente constante com um valor igual a 0,650. Isto significa que a influência do  $K_0$  nos resultados dos cálculos diminui grandemente quando o modelo hiperbólico é definido recorrendo a valores elevados daquele parâmetro  $R_f$ .



Fig. 14 – Variação dos módulos de deformabilidade tangentes iniciais com o parâmetro  $R_{c}$ 



**Fig. 15** – Variação dos coeficientes de impulso em repouso com  $R_c$ 

Relativamente ao estudo dos efeitos que as variações da taxa m de crescimento em profundidade do módulo de deformabilidade têm no processo de obtenção de soluções viáveis, analisaramse várias situações para diversos valores de  $R_r$ , cujos resultados salientaram de forma evidente uma propensão para a linearidade das relações entre m e  $E_{ui0}$ , como se conclui da Figura 16. Além disso, tais relações possuem ainda a particularidade de evidenciar declives aproximadamente iguais, facto que deixa perceber a existência de um padrão de comportamento que se repete para os diferentes valores do parâmetro  $R_r$ .



Fig. 16 – Variações do módulo de deformabilidade em função da sua taxa de crescimento m.

No que diz respeito ao coeficiente de impulso em repouso, a ilustração gráfica dos resultados obtidos pode observar-se na Figura 17, para os valores de  $R_f$  iguais a 0,2 e 0,95, a qual mostra que a variação de  $K_o$  com o aumento de m é crescente e claramente linear.



Fig. 17 – Variações do coeficiente de impulso em repouso em função de m.

Da análise desta figura, pode-se ainda concluir que, à medida que a situação se afasta da elasticidade linear, a gama de variação do coeficiente de impulso em repouso é cada vez mais estreita. Note-se que para  $R_{e}=0.95$  o declive da relação entre  $K_{a}$  e m é pouco mais de metade do valor que toma no caso de ser R = 0.20. Mais, comparando os resultados das duas análises descritas em que se recorre ao modelo hiperbólico, com os obtidos na análise linear e isotrópica anteriormente apresentada, que indicaram um declive da relação  $K_0/m$  de 0,036, pode-se concluir que tais observações vêm reforçar a ideia já antes esboçada, de que a influência de  $K_a$  na variabilidade dos valores envolvidos no processo se esvanece, à medida que o comportamento se afasta da linearidade pura. Talvez isso signifique que o modelo hiperbólico traduz de modo mais correcto o fenómeno, na medida em que as curvas finais dos assentamentos tendem a depender mais da forma hiperbólica admitida, do que propriamente serem ajustadas à custa de compensações ao nível dos valores do coeficiente de impulso em repouso. Note-se ainda que todos os valores efectivamente obtidos para o  $K_o$  se situam no interior do intervalo deduzido com base na interpretação dos ensaios efectuados in situ com o pressiómetro autoperfurador (0,57<K<sub>0</sub><1,33), acontecimento este que é revelador de uma certa coerência entre os cálculos que foram apresentados e os ensaios com mais significado neste aspecto particular.

Compara-se seguidamente o parâmetro  $E_{ui0}$  obtido através dos ensaios de compressão triaxial com os valores determinados numericamente pela retroanálise. A Figura 18 mostra, a relação anteriormente obtida através dos cálculos e o valor do módulo de deformabilidade resultante dos ensaios depois de ter sido corrigido por aplicação de um factor de 3,2 calculado e proposto por Almeida e Sousa (1998).

Pode-se observar que a correcção proposta não só aponta na direcção correcta, mas também conduz a um valor corrigido bastante próximo daquele que permite ajustar a solução às medidas realizadas no local, desde que se utilize obviamente um coeficiente de impulso em repouso adequado, que será neste caso de 0,647, valor que é um pouco inferior ao valor médio obtido nos ensaios.



**Fig. 18** – Comparação de  $E_{ui0}$  deduzido dos ensaios de compressão triaxial, com os valores obtidos por retroanálise em que se usou R=0,20.

Por fim, passou-se ao estudo da influência dos parâmetros de resistência não drenada das argilas no processo. No que diz respeito mais propriamente à taxa de crescimento em profundidade da coesão não drenada, optou-se por não a fazer variar nos cálculos, dado o modo único de chegar ao seu valor, o qual passa pela análise estatística dos resultados dos ensaios realizados *in situ* a dife rentes profundidades e não depende portanto do processo de realização dos ensaios, mas apenas da distribuição em profundidade dos seus resultados.

Além disso, como se pretendia determinar as relações entre a resistência não drenada  $c_u$  e os outros parâmetros já estudados, decidiu-se proceder às averiguações apenas no interior dos intervalos daqueles parâmetros que denotaram um padrão de inter-relacionamento bem definido. Assim, apenas foram consideradas situações com  $R_j$ >0,5, por se ter anteriormente verificado que somente nestas condições a variação de  $K_o$  com  $R_f$  poderia ser estabelecida de forma simples.

Da análise dos resultados obtidos para os vários valores da resistência não drenada  $c_{u0}$  considerados, pode-se uma vez mais concluir que os padrões das relações entre  $E_{ui0}$  e m são análogos ao que foi anteriormente encontrado para  $c_{u0}$ =200kPa, ou seja, os segmentos de recta representativos das situações correspondentes a diferentes valores de  $c_{u0}$  e de  $R_f$  são aproximadamente paralelos entre si.

Estabelecendo para cada um destes valores particulares da resistência não drenada equações envolvendo além dos parâmetros  $E_{ui0}$  e m também  $R_f$ , como as que se representam na Figura 19, circunscrevendo os valores de  $c_{u0}$  ao intervalo compreendido entre 150kPa e 250kPa, que corresponde em boa medida à gama de valores resultantes dos ensaios, supondo também que estes valores crescem com a profundidade a uma taxa n=11 e tomando além disso valores de  $R_f$  superiores a 0,5, pode provar-se que é possível formular uma relação global entre todos os parâmetros estudados, definida por:

$$E_{ui0} = \frac{c_{u0}}{0,0183c_{u0} - 1.9} \left( R_f - 0.4 \right) - 9m + 145$$
(38)



Fig. 19 – Relações entre os parâmetros  $E_{ui0}$ , m e  $R_f$  para valores particulares de  $c_{u0}$ .

Esta equação permite definir conjuntos de parâmetros matematicamente consistentes com a aplicação do modelo hiperbólico, conducentes a soluções suficientemente aproximadas das medidas. Porém, para fazer uso dela com sucesso terá que se adoptar um valor adequado para o coeficiente de impulso em repouso. Este parâmetro, como se verificou pela análise dos resultados que vêm sendo obtidos, apresenta uma evidente correlação linear com a taxa m de variação do módulo de deformabilidade e inscreve-se num intervalo de variação bastante limitado. Aliás, para valores de  $R_j$  superiores a 0,5 verificou-se que os valores de  $K_o$  são praticamente constantes e independentes portanto deste parâmetro, o que conduziu neste último estudo a valores também praticamente independentes do valor da resistência não drenada e representados com suficiente de impulso em repouso pode ser obtido de forma simplificada, para qualquer valor de  $c_{uo}$ , dentro da gama definida pelos ensaios, e para qualquer valor de  $R_j$ , desde que superior a 0,5, através da seguinte expressão linear:

$$K_0 = 0.590 + 0.0138m$$
 (39)

#### 5 – CONCLUSÕES

Para além do adequado funcionamento do algoritmo implementado num programa de elementos finitos para a resolução de problemas de identificação de parâmetros importa destacar, no que mais concretamente diz respeito ao maciço argiloso afectado pela abertura do túnel do término da estação Alameda II do Metropolitano de Lisboa, o seguinte:

 existe um elevado grau de interdependência entre os parâmetros analisados (módulo de deformabilidade, coeficiente de impulso em repouso e módulo de distorção) de que resulta não existir uma única solução, mas antes um conjunto de soluções fisicamente aceitáveis;

- ii. os valores do módulo de deformabilidade avaliados nos ensaios com o pressiómetro de Ménard e de alguns dos módulos secantes obtidos através dos ensaios triaxiais efectuados estão em boa harmonia com valores que podem conduzir a uma solução adequada;
- iii. o modelo elástico linear e isotrópico mostra-se adequado para a resolução do problema desde que se adopte para coeficiente de impulso em repouso um valor próximo dos valores mínimos obtidos nos ensaios;
- iv. a atribuição a  $K_0$  de valores próximos dos valores médios obtidos em ensaios obriga quando se usa o modelo linear a adoptar para o módulo de distorção um valor inferior ao correspondente isotrópico;
- v. comprova-se a possibilidade de utilizar um conjunto de parâmetros, matematicamente consistentes com a formulação do modelo hiperbólico e aceitáveis do ponto de vista físico, para atingir uma solução adequada do problema em análise.

#### 6 – AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar sinceros agradecimentos ao Metropolitano de Lisboa e à Ensitrans, a cedência e autorização da publicação dos resultados da observação da obra, e também à Fundação para a Ciência e a Tecnologia, pelo apoio financeiro que foi concedido ao estudo realizado, através do Programa PRAXIS XXI, processo BM 6549/95, e do projecto PRAXIS/3/3.1/CEG/2521/95.

#### 7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. *Túneis em maciços terrosos comportamento e modelação numérica*. Tese de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 1998.
- Almeida e Sousa, J.; Marques, F. E. R. e Lemos, L. L. Túnel do término da Alameda II. Análise do comportamento. Revista Portuguesa de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, N.º 93, 2001.
- Beck, J. V.; Arnold, K. J. Parameter estimation in engineering and science. Jonh Wiley & Sons Inc., New York. 1977.
- Geocontrole. Metropolitano de Lisboa E. P. Plano de expansão da rede/ PERII Linha D 1.ª Fase: Alameda – EXPO, Zona da Estação da Alameda, volume I – Reconhecimento Geotécnico e volume II – Ensaios de Laboratório. 1994.
- Ledesma Villalba, A. *Identificación de parámetros en geotecnia*. *Aplicación a la excavación de túneles*. Tesis doctoral. Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, 1987.
- Lee, K. M; Rowe, R. K. Deformations caused by surface loading and tunneling: the role of elastic anisotropy. Géotechnique, Vol. 39, N.º 1, pp. 125-149, 1989.
- Marques, F. E. R.; Almeida e Sousa, J. e Lemos, L. L. Túnel do término da Alameda II. Caracterização geotécnica da formação das "Argilas dos Prazeres" interessada pela obras. Revista Portuguesa de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, N.º 92, 2001.
- Marques, F.; Langton, D. D.; Furtado, R. J.; Almeida e Sousa, J. Determinação das características de compressibilidade e de consolidação das Argilas dos Prazeres. 6.º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, vol. 1, pp. 179-188. 1997.
- Marques, F. Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações miocénicas de Lisboa. Tese de mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. 1998.

- Moreira, C. *Estimativa por retroanálise de parâmetros geotécnicos de maciços envolventes de túneis superficiais*. Tese de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 2003.
- Moreira, C., Almeida e Sousa, J. *Aplicação de técnicas de retroanálise na identificação de alguns parâmetros geotécnicos de um maciço terroso interessado pela abertura de um túnel do Metropolitano de Lisboa*. VI Congresso Nacional de Mecânica Aplicada e Computacional, Universidade de Aveiro, vol. 1, pp 625-634,2000.
- Moreira, C., Almeida e Sousa, J. *Identification of the soil parameters in the analysis of a shallow tunnel. Modern Tunneling Science and Technology*. Adachi et al (eds). A. Balkema Publishers. Tokyo. Vol. 2, pp 685-789, 2001.
- Ribeiro e Sousa, L. A observação no controlo da segurança de obras subterrâneas em meio *urbano*. Curso sobre túneis em meios urbanos. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra. 2001.
- Sousa Coutinho, A. G. F.; Marques, M.; Costa, A.; Veiga, J. Ensaios pressiométricos na zona da estação da Alameda. Trabalhos realizados, interpretação e resultados dos ensaios. Relatórios 221/96 e 225/96 – NF, LNEC. Lisboa. 1996.

## COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UMA AREIA CIMENTADA REFORÇADA COM FIBRAS DE POLIPROPILENO

Mechanical Behavior of Polypropylene Fiber-Reinforced Cemented Sand

Márcio Antônio Vendruscolo\* Karla Salvagni Heineck\*\* Nilo Cesar Consoli\*\*\* Ana Paula Silva dos Santos\*\*\*\*

**RESUMO** – Ensaios de compressão triaxial foram realizados com o propósito de obter informações fundamentais à compreensão do comportamento de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno distribuídas aleatoriamente. Inúmeros são os fatores que influenciam o comportamento mecânico de tais compósitos, porém, esta pesquisa se restringe ao estudo da influência do teor ou porcentagem de fibra, do comprimento da fibra, do título da fibra (diâmetro), da porcentagem de cimento e da densidade relativa da areia. Para que fosse possível a realização de uma análise abrangendo a influência de cada um dos fatores controláveis nas variáveis de resposta investigadas, bem como a interação entre os mesmos, foram utilizadas técnicas estatísticas de regressão múltipla e de variância para cada variável de resposta, gerando modelos que podem ser utilizados para a previsão dos resultados. Através da análise dos resultados do projeto de experimentos foram estabelecidas as tendências e influências das várias variáveis no comportamento do compósito areia-cimento-fibra.

**ABSTRACT** – Triaxial tests were carried out in order to search for fundamental knowledge regarding the behavior of cemented sands reinforced with randomly distributed fibers. There are many factors that influence the mechanical behavior of such composites; however, this research is restricted to the study of effect of fiber content, fiber length, fiber diameter, cement content and relative density of sand. Multiple regression technique was used in order to analyze the influence of each controlled factor on the response variables, generating models that can be used for estimating test results. Finally, analysis of the results of the experimental study allows the establishment of tendencies and influences of several variables on the behavior of sand-cement-fiber composites.

Palavras-Chave - solo reforçado, fibras de polipropileno, ensaios triaxiais.

#### 1 – INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a necessidade de materiais com propriedades específicas especiais tem estimulado o interesse no desenvolvimento de materiais geotécnicos alternativos que preencham especificações de projeto. As técnicas já reconhecidas de estabilização química de solos e reforço de solos com geossintéticos são freqüentemente utilizadas para obter materiais geotécnicos melhorados através da adição ao solo de agentes cimentantes (cal, cimento Portland, asfalto, etc.) ou a

<sup>\*</sup> Professor, Departamento de Engenharia e Ciência da Computação, Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões.

<sup>\*\*</sup> Professora, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. e-mail: karla@ppgec.ufrgs.br

<sup>\*\*\*</sup> Professor, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

<sup>\*\*\*\*</sup> Mestranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

inclusão de elementos discretos orientados aleatoriamente, como fibras e lascas de pneus. Solos tratados com cimento e reforçados são, de forma geral, materiais compósitos que resultam da combinação e otimização das propriedades individuais dos materiais constituintes.

Entre as possíveis aplicações potenciais de solos tratados com cimento e reforçados com fibras, encontra-se o uso como base de pavimentos, as quais terão sua vida útil aumentada (Crockford *et al.*, 1993), bem como o tratamento de camadas superficiais onde poderão ser assentes fundações superficiais, com o aumento na capacidade de suporte e a redução na fragilidade na camada tratada de solo cimentado, devido à inserção de fibras (Consoli *et al.*, 2003).

Este artigo descreve um estudo experimental sobre a utilização de fibras de polipropileno no reforço de uma areia cimentada e não cimentada. A resposta tensão - deformação axial - deformação volumétrica, sob condições axissimétricas, foi avaliada através de um extenso programa experimental embasado em ensaios de compressão triaxial drenados com medida local de deformações. Ênfase foi dada na avaliação da influência da porcentagem de fibra, do comprimento da fibra, do diâmetro da fibra, da porcentagem de cimento e da densidade relativa da areia sobre os aspectos comportamentais básicos do solo, tais como resistência ao cisalhamento do material e sua fragilidade.

#### 2 – PESQUISAS ANTERIORES

O melhoramento das propriedades dos solos reforçados com fibras depende dos parâmetros das fibras (comprimento, porcentagem em peso, resistência à tração, módulo de elasticidade, rugosidade e orientação do reforço), dos parâmetros do solo, da tensão de confinamento e do modo de carregamento. A seguir são apresentadas resumidamente as conclusões obtidas por diversos pesquisadores a respeito da influência dos principais fatores mencionados acima no comportamento de solos reforçados. Algumas dessas pesquisas apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo de fibra utilizada.

#### a) Quanto à porcentagem de fibra

Quanto maior a porcentagem de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, até um certo limite, a partir do qual este efeito não é mais observado (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Specht, 2000; Santoni *et al.*, 2001). A inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2001).

O índice de fragilidade pode ser definido como:

$$I_f = \frac{q_{rup}}{q_{ult}} - 1 \tag{1}$$

onde  $q_{rup}$  é a tensão de ruptura e  $q_{ult}$  é a tensão última. Quanto maior o valor do índice de fragilidade maior é a fragilidade do material, ou seja,  $I_f = 0$  significa que o material possui um comportamento dúctil.

#### b) Quanto ao comprimento da fibra

Quanto maior o comprimento da fibra maior é o ganho de resistência mecânica, até um limite assintótico (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Santoni *et al.*; 2001; Heineck, 2002). O aumento do comprimento da fibra provoca redução do índice de fragilidade (Crockford *et al.*, 1993; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2001) e provoca a diminuição da resistência de pico (Maher & Ho, 1994).

#### c) Quanto à orientação das fibras

Os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997; Fatani *et al.*, 1991); fibras distribuídas aleatoriamente mantêm a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade (Gray & Al-Refeai, 1986; Gray & Maher, 1989).
#### d) Quanto ao módulo de elasticidade da fibra

Fibras com módulo baixo não contribuem para o aumento da resistência mecânica (Montardo, 1999; Specht, 2000). Quanto maior for o módulo do reforço mais facilmente as fibras poderão ser arrancadas (Shewbridge & Sitar, 1990).

#### e) Quanto à tensão confinante

Foi verificada uma tensão de confinamento crítica, abaixo da qual os elementos de reforço são arrancados (Gray & Ohashi, 1983; Teodoro, 1999; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Heineck, 2002). A tensão confinante crítica é sensível a alguns parâmetros do compósito solo-fibra, como o fator de forma das fibras (razão entre comprimento e o seu diâmetro), o coeficiente de uniformidade e a forma das partículas do solo (Gray & Maher, 1989).

A seguir são descritas algumas alterações que ocorrem no solo devido à inclusão de fibras. Diversos autores já relataram em seus trabalhos algumas mudanças, que estão relacionadas à resistência, módulo de elasticidade inicial, modo de ruptura e variação volumétrica.

Acréscimos na resistência pela inclusão de fibras ao solo foram relatados por vários autores. Alguns constataram um aumento da resistência de forma linear com o aumento da quantidade de reforço (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986), por outro lado, outros constataram um aumento não linear (Shewbridge & Sitar, 1989; Jewell & Wroth, 1987; Teodoro, 1999). Estudos experimentais realizados por Casagrande (2001) e Casagrande & Consoli (2002) em areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno mostraram um crescimento constante da resistência mobilizada com o aumento da deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. Segundo os autores, as fibras passaram a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo da resistência mobilizada a partir de 2,5% de deformação axial. Para Heineck (2002), a taxa de deformação onde as fibras passam a contribuir de forma mais significativa para o acréscimo de resistência ao cisalhamento depende do tipo de matriz.

Para Specht *et al.* (2002), a alteração dos parâmetros de resistência depende das características do reforço. O autor observou que, para uma areia siltosa cimentada reforçada com fibras com baixo módulo de elasticidade, não houve alteração dos parâmetros de resistência. Por outro lado, considerando fibras com alto módulo de elasticidade, houve um leve aumento da coesão e do ângulo de atrito da areia siltosa cimentada reforçada com as fibras mais rígidas.

Ranjan & Charan (1996) observaram que a curva tensão - deformação de uma areia fina reforçada exibia tendências a crescimento mesmo a deformações axiais de ordem de 20%, comportamento análogo ao observado por Ardersland & Kattak (1979) para um solo argiloso.

Teodoro (1999) observou um aumento da resistência com o aumento do comprimento das fibras (comprimento máximo igual a 30 mm) de uma areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno. O mesmo autor observou um comportamento distinto para um solo argiloso, onde o máximo de resistência foi alcançado para um comprimento de 15 mm.

Consoli *et al.* (1999), estudando o comportamento de materiais cimentados, observaram que quanto maior é a quantidade de cimento adicionado ao solo, menos pronunciado é o acréscimo de resistência causado pela adição das fibras.

Praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência pós-pico (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Ranjan & Charan, 1996; Consoli *et al.*, 2002).

McGown *et al.* (1988), para areias, e Maher & Ho (1994) e Nataraj *et al.* (1996), para argilas, relataram aumento no módulo de elasticidade, tanto maior quanto maior o teor de fibras. Contrariamente, Ulbrich (1997), Consoli *et al.* (1999) e Casagrande (2001) obtiveram redução do módulo com a inclusão de fibras.

Montardo (1999) observou uma queda bastante acentuada do módulo inicial de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno. No entanto, as fibras de polietileno tereftalato e de vidro não causaram alteração alguma no módulo.

Portanto, o efeito do reforço fibroso no módulo de elasticidade inicial do compósito depende das características do mesmo. Michalowski & Cermák (2003) observaram que a adição de uma fibra sintética em um solo arenoso causou uma queda no módulo de elasticidade inicial. Por outro lado, a adição de fibras de aço aumentou o módulo inicial. Para Feuerharmel (2000) a intensidade das alterações no módulo de elasticidade depende também do tipo e das características de cada solo.

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras é uma afirmação feita por vários autores, sendo este aumento mais significativo quanto maior for a quantidade de fibras (Maher & Ho, 1993; Nataraj *et al.*, 1996; Consoli *et al.*, 1999). Este comportamento foi observado em areias reforçadas com malhas de polipropileno (Morel & Gourc, 1997), em solo arenoso artificialmente cimentado reforçado com fibras de vidro (Ulbrich, 1997) e em solo arenoso artificialmente cimentado reforçado com fibras de polipropileno (Montardo, 1999). Porém, o reforço com fibras PET e de vidro não modificaram o modo de ruptura de um solo arenoso artificialmente cimentado (Montardo, 1999). Comportamento semelhante foi obtido por Specht *et al.* (2002) em solo arenoso cimentado reforçado com fibras de polipropileno mais rígidas (fibras conjugadas em formato de malha).

Para Feuerharmel (2000), a forma de ruptura do solo é alterada pela inclusão de fibras de polipropileno, que contribuem para a redução da fragilidade dos solos. A amplitude dessas alterações depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra.

O aumento da compressibilidade do solo com a inclusão de fibras também foi observado por Shewbridge & Sitar (1989), aumentando com o acréscimo da quantidade de reforço, porém, de forma não linear, similar ao observado por Nataraj *et al.* (1996).

## **3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

O comportamento dos solos reforçados com fibras é influenciado por fatores relacionados à matriz, como granulometria e índice de vazios, e por fatores relacionados ao reforço, como módulo de elasticidade, comprimento, diâmetro, porcentagem, rugosidade, orientação e formato da fibra. Sabe-se que todos estes fatores são importantes, porém, esta pesquisa se restringe ao estudo da influência da porcentagem de fibra (*PF*), do comprimento da fibra (*CF*), do diâmetro (título da fibra: TF), da porcentagem de cimento (*PC*) e da densidade relativa (*D<sub>r</sub>*), no comportamento mecânico do material compósito. A escolha destas variáveis investigadas e de sua faixa de variação são decorrentes do seu grau de importância e da necessidade de limitação do programa experimental por restrições temporais. Os valores e faixa de variação de alguns dos fatores controláveis investigados neste trabalho são definidos em função de estudos já realizados anteriormente, como por exemplo, o trabalho desenvolvido por Montardo (1999).

Com o objetivo de facilitar a apresentação e análise dos resultados, os ensaios triaxiais foram divididos em dois blocos. O primeiro compreende os ensaios triaxiais realizados em areia cimentada, com 0% e 7% de cimento, reforçados com 0,25%, 0,50% e 0,75% de fibras. Foram utilizadas sempre fibras de 24 mm de comprimento (Tabela 1). O segundo bloco de ensaios compreende os

Variável de entrada (Xn)	Intervalo investigado
Comprimento da fibra – CF (mm)	0 (-1); 12 (0,33); 24 (0,33); 36 (1)
Percentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 7 (1)
Percentagem de fibra – PF (%)	0 (-1); 0,25 (-0,33); 0,50 (0,33); 0,75 (1)
Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)

Tabela 1 – Variáveis e intervalos investigados – 1.º bloco de ensaios.

Nota: Os valores em parênteses representam os valores codificados

ensaios triaxiais realizados com o objetivo de avaliar separadamente os efeitos do nível de cimentação, da tensão de confinamento, do diâmetro da fibra e da densidade relativa nas variáveis de resposta investigadas (Tabela 2). Nesta segunda etapa, foram fixados a porcentagem de fibras (0,50%) e o comprimento da fibra (24 mm). É importante ressaltar os níveis dos fatores controláveis que foram mantidos fixos nos dois blocos de ensaios: o teor de umidade (10%) e o tempo de cura (3 dias). No primeiro bloco de ensaios o diâmetro da fibra utilizado foi de 0,023 mm (correspondente a um título de 3,3 dtex) e a densidade relativa de 70%. O termo utilizado na indústria têxtil para designar o diâmetro dos filamentos é o título, sendo que a unidade do título é o dtex, que representa a relação entre o peso e o comprimento do filamento (1 dtex=1g/10000m).

	Variável de entrada (Xn)	Intervalo investigado		
Variação da percentagem de cimento	Percentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 1 (-0,8); 4(-0,2); 7 (0,4); 10 (1)		
	Percentagem de fibra – PF (%)	0 (-1); 0,50 (1)		
	Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)		
Variação da densidade relativa	Densidade relativa - Dr (%)	40 (-1); 70 (0); 100 (1)		
	Percentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 7 (1)		
	Percentagem de fibra – PF (%)	0 (-1); 0,50 (1)		
	Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)		
Variação do diâmetro (título) das fibras	Título da fibra -TF (dtex)	3,3 (-1); 17 (-0,68); 88 (1)		
	Percentagem de cimento – PC (%)	0 (-1); 7 (1)		
	Tensão confinante – TC (kPa)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)		

Tabela 2 – Variáveis e intervalos investigados – 2.º bloco de ensaios.

Nota: Os valores em parênteses representam os valores codificados.

# 3.1 - Materiais Utilizados

Como os materiais compósitos fibrosos possuem duas fases, que são a matriz e o elemento de reforço, a seguir são descritas as características dos materiais que compõe cada uma das fases.

## a) Solo

A areia utilizada neste estudo foi extraída de uma jazida localizada no município de Osório - RS. Este material caracteriza-se por ser uma areia fina, limpa e de granulometria uniforme (NBR 6502/95; ASTM D 2487/93). A análise mineralógica desta areia, realizada por Spinelli (1999), indica a presença de 99% de quartzo e o restante composto de glauconita, ilenita, turmalina e magnetita. Não foi observada a presença de matéria orgânica.

Os ensaios de distribuição granulométrica e da determinação das propriedades físicas da areia estão apresentados na Figura 1 e na Tabela 3.

# b) Cimento

Como agente cimentante foi utilizado o cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI), tipo CPV. Na Tabela 4 são apresentadas as características físicas e mecânicas do cimento.

## c) Fibras

As fibras utilizadas nesta pesquisa são fibras de polipropileno fabricadas pela Fitesa Fibras e Filamentos S/A. As fibras utilizadas, segundo dados fornecidos pelo fabricante, possuem dtex de



Fig. 1 – Curva granulométrica da Areia de Osório.

Propriedades físicas	Valor	
Densidade real dos grãos	2,62	
Coeficiente de uniformidade (C <sub>0</sub> )	1,9	
Coeficiente de curvatura (C.)	1,2	
Diâmetro efetivo - D10 (mm)	0,16	
Diâmetro médio – D50 (mm)	0,28	
Índice de vazios mínimo (emin)	0,57	
Índice de vazios máximo (e <sub>max</sub> )	0,85	

Tabela 3 – Propriedades físicas da Areia de Osório.

3,3; 17 e 88, uma resistência à tracção de 120 MPa, módulo de elasticidade de 3 GPa, densidade relativa de 0,91 e um alongamento na ruptura de 80%.

#### 3.2 – Preparação das Amostras

A preparação dos corpos de prova em laboratório foi realizada em quatro fases: mistura, moldagem, armazenamento e cura. A mistura dos componentes foi realizada em recipiente apropriado na seguinte seqüência: solo, cimento, água e fibra. Esta seqüência é considerada a mais indicada, pois permite que o cimento seja misturado com o solo seco garantindo melhor homogeneização da matriz. A adição das fibras foi realizada somente após a água ter sido acrescentada. Esta técnica é adequada para evitar a segregação das fibras que ocorre se a matriz está seca. A mistura foi realizada manualmente até ser obtida a homogeneização, a qual foi verificada visualmente.

	Finura	Tempo de pega		Resistência à compressão			
	Massa específica (kg/m³)	Início (min)	Fim (min)	1 dia (MPa)	3 dias (MPa)	7 dias (MPa)	28 dias (MPa)
Média	3,11	195	296	23,5	39,2	45,2	53,3
Mínimo	3,11	165	258	22,1	37,8	41,6	51,4
Máximo	3,11	218	365	25,2	41,8	47,2	53,6
Desvio padrão	0,00	14	27	0,9	0,9	1,2	1,3

Tabela 4 - Características do cimento CPV-ARI.

A quantidade de fibra adicionada à mistura foi determinada em relação ao peso de solo seco. A quantidade de cimento foi determinada em relação à soma dos pesos de solo seco e de fibra. Desta forma, garante-se que a relação, em massa, entre o peso de cimento com o peso de solo e de fibra é sempre a mesma para uma dada porcentagem de cimento. O peso de água foi calculado em relação ao peso total do material seco (solo, cimento e fibra). Todos os materiais foram pesados com resolução de 0,01 g.

Os corpos de prova foram moldados nas densidades relativas de 40, 70 e 100%, e com um teor de umidade de 10%, admitindo-se como tolerância uma margem de erro de 2% sobre a respectiva densidade ou teor de umidade. Todos os corpos de prova moldados fora destas especificações foram descartados e substituídos. A compactação da mistura foi do tipo estática. Os moldes eram de PVC, bipartidos, com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Os corpos de prova eram moldados em três camadas de mesma altura. A qualidade dos corpos de prova era controlada em função do peso específico aparente seco.

Após a moldagem, os corpos de prova eram mantidos ainda dentro dos moldes por 24 horas para que as reações de cimentação conferissem uma resistência mínima e permitissem a desmoldagem dos mesmos sem o risco de quebra do corpo de prova. Depois de desmoldados, as dimensões e o peso dos corpos de prova era determinado para posteriormente serem acondicionados em sacos plásticos devidamente identificados e vedados para evitar perda de umidade.

Os corpos de prova sem cimentação foram compactados diretamente sobre o pedestal da prensa triaxial utilizando-se um molde bipartido apropriado para este tipo de moldagem. Após a compactação, a aplicação de vácuo de 20 kPa na base do corpo de prova permitia a retirada do molde metálico e garantia a integridade do mesmo até a aplicação da tensão confinante.

## 3.3 - Ensaios Triaxiais Convencionais

Os ensaios de resistência à compressão triaxial do tipo CID (consolidado isotropicamente e drenado) foram executados sob carregamento estático num equipamento da marca Geonor, com taxa de deformação controlada, acoplado a um sistema de aquisição de dados. As tensões confinantes adotadas foram de 20, 60 e 100 kPa. As medições internas de deformação foram realizadas com sensores de efeito Hall. A medida de variação volumétrica foi executada por um transdutor tipo Imperial College desenvolvido por Maswoswe (1985).

Os procedimentos adotados na execução dos ensaios triaxiais seguem os princípios gerais descritos por Bishop & Henkel (1957) e Head (1982). As correções de membrana e de área seguiram recomendações propostas por La Rochelle *et al.* (1988).

Os ensaios de compressão triaxial foram executados a uma taxa de deformação suficientemente baixa (0,02% por minuto), assegurando a drenagem durante todo o processo de cisalhamento do material, monitorada através da medição da poro pressão gerada durante o carregamento (condição de drenagem assegurada quando não existir geração de poro pressão).

# 4 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais realizados para avaliar as propriedades mecânicas das matrizes cimentadas e não cimentadas com e sem reforço são apresentados a seguir. O programa experimental foi dividido em dois blocos, devido ao grande número de ensaios. O primeiro bloco compreende os ensaios apresentados nas Figuras 2 e 3, que buscaram avaliar a influência da porcentagem de



Fig. 2 – Curvas tensão - deformação axial – deformação volumétrica da areia de Osório reforçada com fibras de 24mm



Fig. 3 – Curvas tensão – deformação axial – deformação volumétrica da areia de Osório reforçada com 7% de cimento

fibras e da introdução de cimento na matriz arenosa. O segundo bloco de ensaios compreende os ensaios triaxiais realizados com o objetivo de avaliar separadamente os efeitos do nível de cimentação, do diâmetro da fibra e da densidade relativa nas variáveis de resposta investigadas (Figuras 4 a 8).

Além da apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais convencionais adensados e drenados, nesta etapa é também apresentada uma análise dos dados obtidos. Neste trabalho é utilizada uma análise de regressão múltipla com a finalidade de que se conheçam as relações causais entre os fatores controláveis pesquisados e as variáveis de resposta. Para a realização desta análise é utilizado o programa computacional Statistica. Como os experimentos estão divididos em vários conjuntos de ensaios, a análise dos mesmos é realizada separadamente para cada conjunto experimental, ou seja, cada grupo de ensaios corresponde ao estudo específico do efeito de um fator principal. Os fatores principais estudados englobam o efeito da porcentagem de fibras, do comprimento das fibras, da porcentagem de cimento, da densidade relativa, do diâmetro (título) da fibra e da tensão de confinamento. Para isso, são utilizadas análises de regressão múltipla e de variância para cada variável de resposta. As análises de regressão são importantes, pois fornecem, além do grau de relação entre variáveis dependentes e independentes, uma equação que pode ser usada para previsão dos resultados, as quais são denominadas de modelos. Para estimar o valor de uma determinada variável de resposta a partir de um modelo é necessário utilizar níveis codificados para os fatores controláveis.

A análise de variância (ANOVA) permite determinar o nível de confiança dos modelos gerados pelas regressões. O nível de confiança mínimo aceito é de 95%, tanto para os modelos quanto para a verificação se um determinado fator controlável influencia significativamente a variável de resposta. Ou seja, ao se aceitar a hipótese de que o modelo representa significativamente os pontos experimentais ou que um fator controlável influencia a variável de resposta, há no máximo 5% de probabilidade desta hipótese não ser verdadeira (Nanni & Ribeiro, 1991).

Os modelos gerados através da análise de regressão múltipla para cada variável de resposta têm a seguinte equação geral:

$$y = a_0 + a_1 \cdot x_1 + a_2 \cdot x_2 + a_{12} \cdot x_1 \cdot x_2 + a_n \cdot x_n + \dots + a_{n \ln 2} \cdot x_{n 1} \cdot x_{n 2}$$
(2)

onde y é a variável de resposta,  $a_0$  é uma constante,  $a_n$  é o coeficiente de regressão e  $x_n$  é a variável de entrada. A seguir são apresentadas as equações de regressão com suas respectivas constantes, coeficientes e variáveis de entrada ( $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x_n$ ) que foram estatisticamente significantes no modelo de regressão para cada variável de resposta avaliada.

Estas equações de regressão são válidas somente no intervalo investigado e para os valores codificados das variáveis de entrada. Os valores reais e codificados das variáveis de entrada são apresentados na Tabela 1 e 2.

#### 4.1 – Análise dos resultados do primeiro bloco de ensaios

#### a) Tensão desvio de ruptura (q<sub>rup</sub>)

A partir dos ensaios triaxiais realizados foram executadas análises de regressão para avaliar quais dos fatores controláveis investigados influenciam a tensão desvio de ruptura  $(q_{np})$ . É importante ser salientado que nos casos onde a ruptura é dúctil, o valor da tensão desvio na ruptura  $(q_{np})$  foi estabelecido para uma deformação axial máxima de 10%. Baseado nos valores de tensão desvio de ruptura dos ensaios triaxiais, o seguinte modelo estatístico foi obtido:

$$q_{rup} \left[ kPa \right] = 812 + 42 \cdot CF + 491 \cdot PC + 60 \cdot PF + 202 \cdot TC - 30 \cdot CF^{2} - 53 \cdot CF \cdot PC + 49 \cdot CF \cdot PF - 55 \cdot PC \cdot PF + 58 \cdot PC \cdot TC$$
(3)

o qual possui um nível de confiança de 95%, um  $R^2_{ajustado}=0,986$ , ou seja, o modelo responde por uma variabilidade de 98,6% dos valores de  $q_{rup}$ , e ainda, possui um erro padrão  $\mathcal{E}_p$  de 62,86 kPa.



Fig. 4 – Curvas tensão - deformação axial - deformação volumétrica da areia de Osório reforçada com 0,50% de fibras.



Fig. 5 – Curvas tensão - deformação axial - deformação volumétrica da areia de Osório reforçada com 0,50% de fibras 24mm e Dr = 40%.

Observa-se na Equação 3 que há um efeito principal dos fatores investigados e um efeito de interação entre os mesmos, com um efeito quadrático do comprimento da fibra. O coeficiente de regressão de cada fator controlável indica a contribuição relativa de cada variável investigada na tensão desvio de ruptura. Como esperado, a porcentagem de cimento aparece como sendo o fator mais importante.

Os efeitos do comprimento da fibra (CF) e da porcentagem de fibra (PF) na tensão desvio de ruptura ficam mais evidentes nas Figuras 9 e 10, onde o modelo obtido é plotado com os dados experimentais.

A eficiência do reforço com fibras é dependente da cimentação, pois o acréscimo da resistência com a variação do comprimento e da porcentagem de fibra é maior para a areia não cimentada. A Equação 3 reforça essa afirmação onde se observa a interação da porcentagem de cimento com o comprimento e com a porcentagem de fibra. Na Figura 9 observa-se ainda que a variação do comprimento da fibra de 24 para 36 mm não influencia significativamente a resistência do material cimentado. Este fato sugere que para as fibras de 12 mm, embora a quantidade de fibras que provavelmente possa atravessar a superfície de ruptura seja maior, a ancoragem da fibra não é tão eficiente e é facilmente arrancada. Por outro lado, com a utilização de fibras de 24 mm, esta ancoragem melhora e aumenta a eficiência do reforço, mesmo que a quantidade de fibras seja menor. Já com relação às fibras de 36 mm, parece que o aumento no comprimento de ancoragem compensa o decréscimo ainda maior na quantidade de fibras. Portanto, a contribuição das fibras depende da fragilidade. Ao se instalar uma só superfície de ruptura (comportamento frágil), o arrancamento concentra-se nesta superfície, logo implica na contribuição de um número restrito de fibras. No caso de um material dúctil, o número de fibras mobilizadas é muito maior.

Considerando as Figuras 9 e 10, o paralelismo entre as curvas ou retas indica que há uma variação linear de com a tensão de confinamento, porém, o efeito da tensão de confinamento é maior



**Fig. 6** – Curvas tensão - deformação axial - deformação volumétrica da areia de Osório reforçada com 0,50% de fibras 24mm e Dr = 100%.



Fig. 7 – Curvas tensão - deformação axial - deformação volumétrica da areia de Osório reforçada com 0,5% de fibras 24mm e 0% de cimento



Fig. 8 – Curvas tensão - deformação axial - deformação volumétrica da areia de Osório cimentada reforçada com 0,5% de fibras 24mm e 7% de cimento



Fig. 9 – Influência do comprimento da fibra (CF) sobre a tensão desvio de ruptura –  $q_{rup}$  (PF=0,75%).

para a areia cimentada, justificando assim, a interação entre a porcentagem de cimento e a tensão confinante (Equação 3).

# b) Índice de fragilidade (I<sub>f</sub>)

Um modelo de regressão específico para o material cimentado e outro para o material sem cimentação foram obtidos através da análise de regressão múltipla para modelar o comportamento dos materiais. Desta forma, os modelos representam melhor os dados experimentais em relação a um modelo único.



**Fig. 10** – Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre a tensão desvio de ruptura –  $q_{rup}$  (CF=36mm).

Para o material não cimentado, foi obtido o modelo indicado abaixo. O nível de confiança do modelo é de 95%, possui um  $R^2_{ajustado}=0,684$  e  $\mathcal{E}_p=0,04$ .

$$I_{f} = 0,004 - 0,04 \cdot CF - 0,04 \cdot PF - 0,02 \cdot TC + 0,05 \cdot CF^{2} + 0,05 \cdot PF^{2}$$
(4)

A análise de regressão múltipla do material cimentado indicou o seguinte modelo:

$$I_{f} = 1, 2 - 1, 2 \cdot CF - 1, 3 \cdot PF - 0, 77 \cdot TC + 1, 1 \cdot CF^{2} + 0, 9 \cdot PF^{2} - 0, 8 \cdot CF \cdot PF + 0, 7 \cdot CF \cdot TC$$
(5)

que possui um nível de confiança de 95% e responde por 74,35% da variabilidade de  $I_f$ . O erro padrão da estimativa ( $\mathcal{E}_p$ ) é de 1,01.

Os efeitos de CF e de PF no índice de fragilidade do material cimentado e não cimentado podem ser melhor observados nas Figuras 11 e 12. De um modo geral, a inclusão das fibras reduziu drasticamente o índice de fragilidade do material cimentado, modificando o comportamento extremamente frágil do material a um comportamento dúctil. Neste caso, a influência dos fatores CF e PF indicam que maiores comprimentos de fibras e maiores teores de fibra contribuem ainda mais para reduzir a fragilidade. A influência de TC apareceu como um fator pouco expressivo sobre  $I_f$ devido à grande influência de CF e PF (Equações 4 e 5).

## 4.2 – Análise dos resultados do segundo bloco de ensaios

As variáveis de entrada dos modelos de regressão são apresentadas na Tabela 2 com seus respectivos valores reais e codificados.

#### 4.2.1 – Variação da porcentagem de cimento

## a) Tensão desvio de ruptura (q<sub>rup</sub>)

A análise de regressão indicou quais os fatores controláveis investigados que foram significantes, portanto, obteve-se a seguinte equação de regressão:

$$q_{rup} \left[ kPa \right] = 903 + 817 \cdot PC + 194 \cdot TC + 196 \cdot PC^2 - 153 \cdot PC \cdot PF$$
(6)

a qual, possui um nível de confiança de 95%, um  $R^2_{ajustado}=0.974$  e  $\mathcal{E}_p=106$  kPa.



Fig. 11 – Influência do comprimento da fibra (CF) sobre o índice de fragilidade I<sub>f</sub> (PF=0,75%).



Fig. 12 – Influência da porcentagem de fibra (PF) sobre o índice de fragilidade I/ (CF=36mm)

Através desta equação foi possível obter-se a Figura 13, na qual há uma comparação entre o modelo e os dados experimentais. É possível observar nesta figura que o efeito da porcentagem de cimento sobre  $q_{nap}$  dependo do nível de PF. A Equação 6 indica que não há um efeito principal de PF e um efeito de interação entre PC e PF. Ou seja, a uma porcentagem de cimento abaixo de 5%, aproximadamente, a fibra tem um efeito positivo, isto é, aumenta a resistência em relação ao material cimentado sem reforço. Porém, a teores de cimento acima de 5%, há um decréscimo de com a adição da fibra.

## b) Índice de fragilidade $(I_f)$

Através da análise de regressão foi possível obter um modelo representado graficamente na Figura 14 e analiticamente através Equação 7.

 $I_{f} = 1,85 + 1,39 \cdot PC - 1,40 \cdot PF - 0,89 \cdot TC - 1,13 \cdot PC \cdot PF + 0,77 \cdot PF \cdot TC$ (7) Este modelo possui un nível de confiança de 95%, um  $R^{2}_{ajustado} = 0,779$  e um  $\mathcal{E}_{p} = 1,11.$ 



Fig. 13 – Influência da percentagem de cimento (PC) sobre a tensão desvio de ruptura -  $q_{rup}$ .



Fig. 14 – Influência da porcentagem de cimento (PC) sobre o índice de fragilidade I<sub>f</sub>.

Como já mencionado anteriormente, a cimentação aumenta drasticamente o valor de  $I_f$  tornando a matriz extremamente frágil. Por outro lado, a fibra é um elemento que se opõe a esta característica, ou seja, torna o material mais dúctil. A tensão de confinamento também é um fator que contribui na redução da fragilidade, tendo maior efeito no material sem reforço.

## 4.2.2 – Variação da densidade relativa

# a) Tensão desvio de ruptura (q<sub>rup</sub>)

Os resultados experimentais juntamente com a representação gráfica do modelo de regressão são mostrados na Figura 15. Este modelo é regido pela seguinte equação:

$$q_{rup}$$
 |kPa |= 871 + 553 · PC + 66 · PF + 198 · TC + 149 · D<sub>r</sub> - 51 · PC · PF

$$+94 \cdot PF \cdot D_r$$

com um nível de confiança de 95%, um  $R^2_{ajustado}$ = 0,969 e um erro padrão de 109 kPa.

(8)

O que se percebe na Figura 15 é que a densidade relativa tem um forte efeito sobre  $q_{rup}$  quando há a presença da fibra, tanto no material cimentado como no material não cimentado. Este fato também explica a interação existente entre Dr e PF na Equação 8. De um modo geral, o aumento da densidade relativa acarreta num acréscimo de  $q_{rup}$ . Um fato curioso, em se tratando do material cimentado, é que quando a densidade relativa é menor que 70%, a resistência do material reforçado com fibras é menor do que a resistência do material sem reforço. Porém, quando a densidade relativa é maior do que 70%, o efeito é inverso, ou seja, a resistência do material reforçado é maior do que a resistência do material sem reforço. Isto leva a crer que a fibra interage melhor com o material cimentado quando a quantidade de vazios é pequena e, portanto, há maior número de contatos entre fibra e matriz.



Fig. 15 – Influência da densidade relativa (Dr) sobre a tensão desvio de ruptura - qrup.

## b) Índice de fragilidade $(I_f)$

Segundo a análise de regressão realizada com os dados experimentais obtidos, a variação da densidade relativa não afetou de forma significativa o índice de fragilidade.

## 4.2.3 – Variação do diâmetro das fibras

a) Tensão desvio de ruptura (q<sub>rup</sub>)

O seguinte modelo foi obtido através da análise de regressão:

$$q_{rup} \left[ \text{kPa} \right] = 885 + 486 \cdot PC + 214 \cdot TC + 53 \cdot PC \cdot TF$$
(9)

que possui um nível de confiança de 95%, um  $R^2_{ajustado}$  = 0,991e um erro padrão  $\mathcal{E}_p$  de 49,87 kPa.

Na Figura 16 observa-se que, aumentando o diâmetro (título) da fibra (TF), diminui a resistência do material não cimentado e aumenta a resistência do material cimentado. Isto ocorre porque com o acréscimo do diâmetro da fibra diminui a quantidade de fibras na matriz, já que se mantém constante o peso de fibras.



Fig. 16 – Influência do título da fibra (TF) sobre a tensão desvio de ruptura -  $q_{rup}$ .

# 5 – CONCLUSÕES

O estudo do comportamento mecânico de uma areia cimentada reforçada com fibras de polipropileno, juntamente com a análise de regressão múltipla realizada, permitiu estabelecer as seguintes conclusões:

- A cimentação, representada pela porcentagem de cimento, bem como a tensão de confinamento, exerce forte influência sobre as características de resistência. Basicamente, a cimentação aumenta a tensão desvio de ruptura e o índice de fragilidade.
- De um modo geral, a adição de fibras ao solo, com ou sem cimentação, altera suas características de resistência e ductilidade. Considerando a matriz não cimentada, as fibras possuem a capacidade de mobilizar resistência mesmo quando submetidas a grandes deformações. Já para a matriz cimentada, a adição de fibras proporciona um aumento da ductilidade do material. Além disso, há um aumento da deformação axial e da deformação volumétrica na ruptura do compósito solocimento-fibra.
- O acréscimo da resistência com a variação do comprimento e da porcentagem de fibras é maior para a areia não cimentada. O aumento do comprimento e da porcentagem de fibras contribui para a redução da fragilidade.
- A densidade relativa tem um forte efeito sobre a resistência do material reforçado com fibras, tano cimentado como sem cimentação. Com o aumento da densidade relativa, há um acréscimo da resistência do material reforçado com fibras em relação ao material sem reforço, considerando a matriz não cimentada. Com relação ao material cimentado, se está no estado fofo, a adição de fibras proporciona uma queda na resistência. Por outro lado, se o material está no estado denso, ocorre um ganho de resistência.
- As tendências e influências das várias variáveis no comportamento do compósito foram definidas adequadamente pelos modelos gerados através da análise de regressão múltipla.

# 6 - AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq (Projetos Edital Universal 471396/03 e Integrado 520610/95-4) e à CAPES (Projeto ProDoc), pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

# 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society For Testing And Materials. (1993) *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes:* D 2487. Philadelphia, 11p.
- Andersland, O. B.; Kattak, A. S. (1979) *Shear strength of Kaolinite/fiber soil mixtures*. In: International Conference on Soil Reinforcement, 1979, Paris. p.11-16.
- Associação Brasileira de Norma Técnicas. (1995) *Rochas e solos Terminologia:* NBR 6502. Rio de Janeiro, 18p.
- Bishop, A. W.; Henkel, D. J. (1957) *The measurement of soil properties in the triaxial test*. London: Edward Arnold, 191p.
- Casagrande, M. D. T. (2001) Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 94p.
- Casagrande, M. D. T; Consoli, N. (2002) Estudo do comportamento de um solo residual arenosiltoso reforçado com fibras de polipropileno. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.223-230.
- Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M.; Ulbrich, L. A. (1999) *The behaviour of a fibre-reinforced cemented soil*. Ground Improvement, ISSMGE, v.3. n.3, p.21-30.
- Consoli, N.C.; Montardo, J. P.; Prietto, P. D. M.; Pasa, G.S. (2002) Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v.128, n.6, p.462-472.
- Consoli, N. C.; Vendruscolo, M. A.; Prietto, P. D. M. (2003) Behavior of Plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v.129, n.1, p.96-101.
- Crockford, W. W.; Grogan, W. P.; Chill, D. S. (1993) *Strength and life of stabilized pavement layers containing fibrillated polypropylene*. Transportation Research Record, Washington D.C., n.1418, p.60-66.
- Fatani, M. N.; Bauer, G. E.; Al-Joulani, N. (1991) *Reinforcing soil with aligned and randomly oriented metallic*. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.14, n.1, p. 78-87.
- Feuerharmel, M. R. (2000) Estudo do comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 131p.
- Gray, D. H.; Al-Refeai, T. (1986) *Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.112, n.8, p.804-820.
- Gray, D. H.; Maher, M.H. (1989) Admixture stabilization of sands with random fibers. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12. Rio de Janeiro, Rotterdam: A.A. Balkema, 1989, v.2, p.1363-1366.
- Gray, D. H.; Ohashi, H. (1983) *Mechanics of fiber reinforcement in sand*. Journal of Geotechnical. Engineering, ASCE, v.109, n.3, p.335-353.
- Head, K. H. (1982) Manual of soil laboratory testing. London: Pentech Press, 3v., 339p.
- Heineck, K. S. (2002) Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras impermeáveis horizontais. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 251p.
- Jewell, R. A.; Wroth, C. P. (1987) *Direct shear tests on reinforced sand*. Géotechnique, London, v.37, n.1, p.53-68.
- Kaniraj, S. R.; Havanagi, V. G. (2001) Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Reston, v.127, n.7, p.574-584.

- La Rochelle, P.; Leroueli, S.; Trak, B.; Blais-Leroux, L. Tavenas, F. (1988) Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, 1986, Louisville. Philadelphia: American Society of Testing Materials, 1988. 1v, p. 715-731.
- Maher, M. H.; Ho, Y. C. (1993) Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. Geotechnical Testing Journal, ASTM, v.16, p.330-338.
- Maher, M. H.; Ho, Y. C. (1994) *Mechanical properties of kaolinite / fiber soil composite*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.120, n.8, p.1381-1393.
- Maswoswe, J. J. (1985) "Stress path method for a compacted soil during collapse due to wetting", Ph.D. thesis, University of London.
- McGown, A.; Andrawes, K. Z.; Al-Hasani, M.M. (1978) *Efect of inclusion properties on the behavior of sand*. Géotechnique, London, v.28, n.3, p.327-346.
- McGown, A.; Andrawes, K. Z.; Hytiris, N. Mercer, F. B. (1988) Soil strengthening using randomly distributed mesh elements. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11., São Francisco, 1988, v.3, p.1735-1738.
- Michalowski, R. L.; Cermák, J. (2003) *Triaxial compression of sand reinforced with fibers*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.129, n.2, p.125-136.
- Montardo, J. P. (1999) Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades do materiais constituintes, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 130p.
- Montardo, J. P.; Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M. (2001) Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: efeito das propriedades dos materiais constituintes. Solos e Rochas, São Paulo, ABMS/ABGE, v.24, n.3. p. 191–209.
- Morel, J. C.; Gourc, J. P. (1997) *Mechanical behavior of sand reinforced with mesh elements*. Geosynthetics International, v.4, n.5, p.481-508.
- Nanni, L. F.; Ribeiro, J. P. (1991) Planejamento a avaliação de experimentos. RPGEC/UFRES, Porto Alegre, (Caerno de Engenharia 17/87).
- Natarj, M. S.; Addula, H. R.; McManis, K. L. (1996) Strength and deformation characteristics of fiber reinforced soils. In: International Symposium on Environmental Geotechnology, 3., San Diego, 1996. Pennsylvania: Technomic Publishing Co., Inc. v.1, p.826-835.
- Ranjan, G. R. Charan, H. D. (1996) Probabilistic analysis of randomly distributed fiber- reinforced soil. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.122, n.6, p.419-426.
- Santoni, R. L.; Tingle, J. S.; Webster, S. L. (2001) Engineering Properties of sand-fiber mixtures for road construction. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York, v.127, n.3, p.258-268.
- Shewbridge, E.; Sitar, N. (1989) *Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear*. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.115, n.8, p.1134-1147.
- Shewbridge, E.; Sitar, N. (1990) *Deformation-based model for reinforced sand*. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.116, n.7, p.1153-1170.
- Specht, L. P. (2000) Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 132.
- Specht, L. P.; Heineck, K.S.; Ceratti, J.A.P.; Consoli, N.C., (2002) Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos. Solos e Rochas, v.25, n.1, p. 15-34.

- Spinelli, L. F. (1999) Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados. Porto Alegre, Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 133p.
- Teodoro, J. M. (1999) *Resistência ao cisalhamento de solos reforçados com fibras plásticas*. São Paulo. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Escola de São Carlos/ USP. 108p.
- Ulbrich, L. A. (1997) Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. 122p.

# LISTA DE SÍMBOLOS

Foram utilizados os seguintes símbolos neste artigo técnico:

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANOVA	Análise de Variância
ASTM	American Society for Testing and Materials
CF	comprimento da fibra
CID	ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados
Cc	coeficiente de curvatura
$C_{\text{u}}$	coeficiente de uniformidade
$D_{\rm r}$	densidade relativa
$D_{10}$	diâmetro efetivo dos grãos do solo
D <sub>50</sub>	diâmetro médio dos grãos do solo
emax	índice de vazios máximo
emin	índice de vazios mínimo
$I_f$	índice de fragilidade
NBR	Norma Brasileira
PC	porcentagem de cimento
PET	Polietileno Tereftalato
PF	porcentagem de fibra
CPV-ARI	cimento Portland de alta resistência inicial
PVC	Acetato de Polivinila
$q_{^{rup}}$	tensão desvio de ruptura medida no ensaio triaxial (nos casos com ruptura dúctil, o valor da tensão desvio na ruptura (qrup) foi estabelecido para uma deformação axial de 10%)
$q_{ult}$	tensão desvio última medida no ensaio triaxial (definido para uma deformação axial de 10%).
${f R}^2$ ajust.	Coeficiente de determinação ajustado
$\epsilon_p$	Erro padrão
TC	tensão confinante
TF	título da fibra

# ESCAVAÇÕES NÃO SUPORTADAS EM MACIÇOS ARGILOSOS. CONSOLIDAÇÃO E ESTABILIDADE GLOBAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Unretained excavations in clayey soils. Consolidation and overall stability by finite element method

José Leitão Borges\*

**RESUMO** – Usando um modelo numérico baseado no método de elementos finitos, analisa-se o comportamento duma escavação não suportada, em talude, num maciço argiloso sobreconsolidado. O modelo utiliza a teoria multidimensional de consolidação de Biot (formulação acoplada das equações de equilíbrio e escoamento) com relações constitutivas modeladas pelo modelo de estados críticos p-q- $\theta$ . São postos em evidência, por um lado, os aspectos fundamentais do comportamento da obra, designadamente a evolução no tempo, durante e após o período construtivo, dos excessos de pressão neutra, das tensões efectivas, dos deslocamentos e dos níveis de tensão no maciço. Por outro lado, tendo em conta a influência da consolidação na resistência ao corte do maciço, avalia-se a variação no tempo da segurança, usando um programa de cálculo automático de análise da estabilidade global. O programa, formulado segundo pressupostos de equilíbrio limite, utiliza os resultados numéricos das aplicações pelo método de elementos finitos. Por fim, comparam-se os resultados obtidos no problema em estudo (problema-base) com os de outros dois problemas similares nos quais se alteram alguns dos parâmetros, designadamente a geometria da obra e o grau de sobreconsolidação do solo.

**SYNOPSIS** – The behaviour of an unretained sloped excavation in an overconsolidated clay is analysed by a numerical model based on the finite element method. The model incorporates the Biot's consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) and constitutive relations simulated by the p-q- $\theta$  critical state model. Special emphasis is given to the analysis in time, during and after the construction period, of the excess pore pressures, effective stresses, displacements and stress levels. On the other hand, taking into account the consolidation influence on the shear strength of soil, the variation in time of the safety is assessed using a computer program of overall stability analysis. The program, based on limit equilibrium formulations, uses the numerical results obtained from the finite element applications. Finally, comparisons of results are analysed by changing some parameters, namely the problem geometry and the over-consolidation ratio of soil.

# 1 – PREÂMBULO

Quando se realiza uma escavação não suportada, em talude, numa argila (ver Figura 1), induzse no maciço variações dos estados de tensão que se traduzem, basicamente, quer pela diminuição das tensões médias totais quer pelo aumento das tensões de corte.

Em termos de geração de pressões de água no meio saturado, a diminuição da tensão média total gera excessos de pressão neutra negativos (diminuição da pressão em relação ao valor inicial), mas o aumento das tensões de corte pode gerar excessos positivos ou negativos (Lambe e Whitman, 1969).

Estes excessos são, em geral, negativos (podendo ser nulos, se a trajectória de tensão está ainda na fase elástica) em argilas medianamente a fortemente sobreconsolidadas (porque as deformações

<sup>\*</sup> Doutor em Engenharia Civil, Professor Auxiliar da FEUP. E-mail: leitao@fe.up.pt

volumétricas plásticas processam-se com aumento de volume) e são positivos em argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas (porque as deformações volumétricas plásticas dão-se com diminuição de volume).

Assim, no final do período construtivo, comparando com a situação antes da escavação, os decréscimos das pressões neutras são, por regra, mais pronunciados em argilas sobreconsolidadas – os dois efeitos atrás referidos sobrepõem-se – do que em argilas normalmente consolidadas – esses efeitos tendem a compensar-se (podem existir mesmo zonas com aumentos da pressão neutra).

No final do período construtivo, a distribuição das pressões neutras resultante possui pois gradientes que determinam a existência de um campo de velocidades relativas da água entre as diferentes zonas do maciço. Estabelecem-se assim condições iniciais de um processo transitório de escoamento, ao qual estão associadas transferências de carga da água (pressões neutras) para o esqueleto sólido (tensões efectivas). O processo (consolidação) termina quando se atinge um regime de escoamento permanente.

Principalmente em argilas fortemente sobreconsolidadas, estas transferências de carga podem determinar a expansão do solo (associada à diminuição das tensões efectivas) e, consequentemente, a diminuição da sua resistência ao corte a longo prazo; a segurança estrutural da obra pode pois diminuir no tempo.

No entanto, contrário a este efeito, isto é, favorável no tempo à segurança estrutural, é o rebaixa mento do nível freático associado à escavação (na zona do talude e na restante área escavada), o qual determina o aumento das tensões efectivas. Este efeito positivo pode contrabalançar o efeito da geração de excessos de pressão neutra negativos durante a escavação, que atrás se descreveu. A hipótese de aumento ou diminuição da segurança estrutural da obra a longo prazo – um dos aspectos em análise no presente trabalho – depende pois do valor relativo destes dois efeitos.



Fig. 1 – Escavação em talude num maciço argiloso.

Neste artigo é analisado o comportamento duma escavação não suportada, em talude, num maciço argiloso sobreconsolidado, através da aplicação dum modelo numérico, desenvolvido por Borges (1995), baseado no método dos elementos finitos. São postos em evidência os aspectos fundamentais do comportamento da obra, designadamente a evolução no tempo, durante e após o período construtivo, dos excessos de pressão neutra, das tensões efectivas, dos deslocamentos e dos níveis de tensão no maciço.

Por outro lado, tendo em conta a influência da consolidação na resistência não drenada do maciço, avalia-se a variação no tempo da segurança, usando um programa de cálculo automático de análise da estabilidade global. Este programa, concebido por Borges (1995) e aplicado também noutros tipos de obras (Borges e Cardoso, 1997, 2002), é formulado segundo pressupostos de equilíbrio limite e utiliza os resultados numéricos das aplicações pelo método de elementos finitos. Os aspectos essencias da sua formulação, em obras do tipo das consideradas neste artigo, são descritos e explicados no anexo A. Por fim, comparam-se os resultados obtidos no problema em estudo (problema-base) com os de outros dois problemas similares, nos quais se alteram alguns dos parâmetros, designadamente a geometria da obra e o grau de sobreconsolidação da argila.

O modelo baseado no método dos elementos finitos (Borges, 1995), para as aplicações em estudo, possui as seguintes características principais: i) simulação de estados planos de deformação e de escoamento; ii) formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento considerando as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efectivas (teoria multidimensional de consolidação de Biot) (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 2000; Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987); esta formulação é aplicada em qualquer fase, quer durante a execução da escavação, quer no período pós-construção; iii) utilização do modelo de estados críticos p-q- $\theta$  na simulação do comportamento constitutivo dos solos (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1998; Lewis e Schrefler, 1987).

Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações governativas (equações de equilíbrio e escoamento), utilizam-se no modelo somente técnicas incrementais. Assim, em cada cálculo (que corresponde à resolução do sistema de equações global que define o problema, cujas incógnitas são os deslocamentos e os excessos de pressão neutra nos pontos nodais), está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se pode aplicar, ou não, uma determinada acção exterior (incremento de carga).

# 2 - DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema diz respeito a uma escavação num maciço argiloso sobreconsolidado, com as características geométricas representadas na Figura 2. Trata-se de uma escavação não suportada, com 6 m de profundidade, executada segundo um talude com 45° de inclinação. O nível freático situa-se à superfície, antes da escavação, e admitiu-se que, durante e após a escavação, as águas são drenadas e o nível freático acompanha a nova superfície do terreno, isto é, mantém-se à mesma cota na zona não escavada e segue a linha do talude (hipótese mais desfavorável para a estabilidade a longo prazo – menor rebaixamento do nível freático nessa zona) e da base da área escavada.

Na Figura 2 estão resumidas as características mecânicas e hidráulicas da argila, designadamente:  $\gamma$ , peso volúmico;  $\nu'$ , coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas; c' e  $\phi'$ , coesão e ângulo de atrito definidos em termos de tensões efectivas;  $k_{\mu}$  e  $k_{\nu}$ , coeficientes de permeabilidade nas direcções horizontal e vertical; OCR, grau de sobreconsolidação; K<sub>0</sub>, coeficiente de impulso em repouso. Encontram-se igualmente representados os valores dos parâmetros do modelo de estados críticos p-q- $\theta$  utilizados na simulação do comportamento constitutivo da argila:  $\lambda$ , declive da linha de consolidação isotrópica em primeira carga e da linha de estados críticos; k, declive das linhas de expansão e recompressão isotrópicas;  $\Gamma$ , volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão média efectiva igual a 1 kPa; N, volume específico do solo normalmente consolidado sujeito a uma tensão média efectiva igual a 1 kPa. Todos estes parâmetros foram definidos tendo em conta valores experimentais típicos para este tipo de solos (Borges, 1995; Lambe e Whitman, 1969).

O maciço argiloso tem 25 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável que constitui a fronteira inferior do problema.

Na Figura 3 representa-se a malha de elementos finitos utilizada no problema (completa e sem os elementos escavados); os elementos finitos são triangulares, com 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices).

As condições de fronteira dos deslocamentos foram estabelecidas atendendo, por um lado, às formações geológicas em que assenta a fundação (fronteira inferior onde se supõem nulos os



Fig. 2 – Geometria da escavação e características mecânicas e hidráulicas da argila.

deslocamentos segundo as duas direcções, horizontal e vertical) e, por outro, admitindo que a partir de determinada distância da escavação (fronteiras laterais) os deslocamentos horizontais do maciço podem ser considerados nulos.

Quanto às condições de fronteira dos excessos de pressão neutra, elas foram definidas considerando, em qualquer fase do problema, as superfícies de drenagem e o nível freático coincidentes



a)



Fig. 3 – Malha de elementos finitos: a) completa; b) sem os elementos escavados.

com os planos que limitam superiormente o maciço – linha ABCD da Figura 2 (no período pósconstrutivo), na qual se impõe, em todos os seus pontos, a pressão da água igual a zero. Como o excesso de pressão neutra corresponde (tal como o programa está concebido) ao valor da pressão num determinado instante subtraído do valor da pressão hidrostática inicial, as condições de fronteira dos excessos de pressão neutra, no final da escavação, foram definidas com os seguintes valores: i) zero, na linha AB; ii) -60 kPa, na linha CD (considerou-se 10 kN/m<sup>3</sup> o peso volúmico da água); iii) variação linear no talude, desde zero em B até -60 kPa em C.

A obra foi definida para um tempo total de execução de 15 dias, a ritmo constante. A escavação foi simulada desactivando sucessivamente os elementos das diferentes camadas escavadas e, simultaneamente, aplicando nos nós dos elementos vizinhos não escavados as forças nodais equivalentes à escavação (obtidas a partir das tensões efectivas e pressões neutras nos pontos de Gauss dos elementos retirados).

# 3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 3.1 - Pressões neutras, tensões efectivas e deslocamentos

As Figuras 4 e 5 mostram distribuições dos excessos de pressão neutra em diferentes instantes, durante e após o período construtivo. Como seria de esperar, e tratando-se de uma argila sobreconsolidada, os excessos de pressão neutra apresentam sempre valores negativos, em todas as zonas do maciço e em todas as fases do problema.

A análise dos resultados permite destacar o seguinte durante a fase construtiva (Figura 4): i) os valores absolutos dos excessos de pressão neutra são maiores (e aproximadamente iguais, em cada instante, ao peso das terras escavadas) nas zonas mais à direita (nas figuras) sob a base da área removida; ii) este facto tem a ver com processarem-se nessas zonas as maiores diminuições da tensão média total associada à escavação, as quais diminuem progressivamente à medida que se consideram zonas mais à esquerda nas figuras (zonas não escavadas); iii) este facto reflecte-se, logicamente, nos valores absolutos dos excessos de pressão neutra que decrescem progressivamente desde a zona referida em (i) até às zonas não escavadas menos afectadas pela execução da escavação.

No período pós-construtivo (ver Figura 5), as curvas de isovalores dos excessos de pressão neutra (que coincidem com as linhas equipotenciais, a menos dum factor de conversão de unidades, isto é, por exemplo, -50 kPa corresponde a -5 m de carga hidráulica total) apresentam uma forma muito regular que corresponde, em cada ponto, à direcção perpendicular às linhas de corrente. A dissipação no tempo dos gradientes de pressão neutra determina, naturalmente, a evolução para uma situação a longo prazo de escoamento permanente; este escoamento é determinado pela diferença de carga hidráulica de 6 m entre as cotas do nível freático a montante e a jusante do talude.

Quanto aos resultados das tensões efectivas, as suas variações podem ser analisadas através da Figura 6, onde se mostram as cruzetas das tensões principais efectivas, no final do período construtivo e no final da consolidação. Esses resultados evidenciam basicamente que: i) durante a escavação, as tensões médias efectivas mantêm-se praticamente constantes (este facto pode ser comprovado, em qualquer ponto, comparando a dimensão média da sua cruzeta de tensão com a do ponto, pouco afectado pela execução da obra, à mesma cota junto à fronteira lateral esquerda); ii) no mesmo período, e devido à geometria do problema, as tensões de desvio (corte) apresentam valores significativos nas zonas centrais do maciço, isto é, na área de influência do talude (este aspecto tem tradução gráfica na variação do ângulo que a tensão principal maior faz com a horizontal).

Enquanto que os aumentos da tensão de desvio são a característica fundamental da evolução do estado de tensão durante a escavação, as diminuições da tensão média efectiva, sobretudo nas camadas sob a base da área removida, descrevem com propriedade o processo de consolidação que





b)





c) 6 m escavados, final da escavação; 15 dias de escavação ( $\Delta u_{min} = -103,04$  kPa)

se segue. De facto, comparando as tensões principais efectivas nos finais da consolidação (Figura 6b) e da escavação (Figura 6a), constata-se exactamente que: i) não se verificam alterações significativas nas direcções das tensões principais; ii) as grandezas das tensões principais (sobretudo na direcção vertical) diminuem significativamente (decréscimos da tensão média efectiva) nas camadas sob a base da área removida.



**Fig. 5** – Evolução dos excessos de pressão neutra ( $\Delta u$ ) após a escavação (em kPa): a) 349 dias após final da escavação ( $\Delta u_{min} = -89,26$  kPa);

b) final da consolidação; 5370 dias após final da escavação ( $\Delta u_{min}$  = -60 kPa)

Nas Figuras 8 e 9 mostram-se as evoluções, durante e após a escavação, dos níveis de tensão no maciço. A noção de nível de tensão, SL (do inglês, stress level), está definida na Figura 7 para um estado de tensão genérico representado pelo ponto A no referencial p-q, sendo p e q, respectivamente, a tensão média efectiva e a tensão de desvio. Em solos normalmente consolidados, o nível de tensão varia, pois, de 0 a 1, sendo 1 o valor correspondente à situação de estado crítico; em solos sobreconsolidados – como no presente problema – os valores podem ser superiores a 1, os quais correspondem a situações na vizinhança (ou coincidentes) da resistência de pico do material.

Sobre os resultados dos níveis de tensão (Figuras 8 e 9), destacam-se, assim, os seguintes comentários: i) durante o período de escavação, associados aos aumentos da tensão de desvio atrás comentados (e mantendo-se praticamente constantes as tensões médias efectivas), os níveis de tensão sofrem, naturalmente, aumentos significativos nesse período, especialmente nas zonas mais próximas do talude; ii) no período pós-escavação, nas zonas sob a base da área removida, processam-se igualmente aumentos expressivos, associados, logicamente, à descompressão atrás referida (diminuição da tensão média efectiva sem variações expressivas das tensões de corte) durante o processo de consolidação.

Por fim, na Figura 10, representam-se os resultados dos vectores-deslocamento (ampliados de 20 vezes), no final da escavação e no final da consolidação. Durante a escavação, deformando-se o maciço praticamente a volume constante (a menos das camadas muito superficiais junto às superfícies de drenagem, em que algum efeito de consolidação é observado mesmo durante o período



Fig. 6 – Cruzetas das tensões principais efectivas: a) final do período construtivo; b) final da consolidação.



Fig. 7 – Noção de nível de tensão (SL, stress level) no referencial p-q.

construtivo) os deslocamentos horizontais têm o sentido dirigido para a área escavada, associandolhes deslocamentos verticais dirigidos para baixo, na parte não escavada, e ascencionais nas camadas sob a base da área removida. Estes movimentos ascencionais são claramente incrementados durante a consolidação devido ao aumento de volume associado ao efeito de descompressão nas camadas respectivas.



Fig. 8 – Evolução dos níveis de tensão durante a escavação: a) 2 m escavados; 5 dias de escavação; b) 4 m escavados; 10 dias de escavação; c) 6 m escavados (final da escavação); 15 dias de escavação.

# 3.2 – Estabilidade global

Como se referiu no ponto 1, a variação da segurança estrutural da obra a longo prazo depende do valor relativo de dois efeitos contraditórios: o efeito negativo (isto é, desfavorável à segurança) de aumento da pressão da água dos poros (dissipação de excessos de pressão neutra negativos), provocando aumento de volume e, consequentemente, diminuição da resistência ao corte; o efeito positivo do rebaixamento do nível freático na zona escavada, ao qual se associam aumentos da tensão média efectiva, provocando diminuição de volume e consequente aumento da resistência ao corte. Em cada caso concreto, a soma dos dois efeitos referidos determinará a evolução no tempo, favorável ou desfavorável, da segurança estrutural da obra.



Fig. 9 – Evolução dos níveis de tensão após a escavação: a) 349 dias após final da escavação;
b) final da consolidação; 5370 dias após final da escavação.

Tendo em vista uma melhor compreensão deste fenómeno, analisa-se nesta secção, não só a evolução no tempo da segurança estrutural do problema em análise (problema-base, caso 1), mas também de outros dois problemas (casos 2 e 3) similares ao anterior, mas com as seguintes alterações: em ambos os casos, o maciço é constituído não só por um estrato argiloso idêntico ao do problema-base, mas também por um estrato arenoso sobrejacente (aterro), com uma espessura de 4,5 m (ver Figura 11); a escavação consiste, numa primeira fase, na remoção total da camada arenosa e, seguidamente, na escavação em talude no maciço argiloso. Foi estabelecido o tempo de 7,5 dias para a primeira operação, mantendo-se 15 dias para a escavação do talude.

No caso 2, as características geotécnicas do estrato argiloso são as mesmas do problema-base (ver Figura 2); no caso 3, o valor de OCR passa a 1,2 (argila ligeiramente sobreconsolidada), alterando-se em conformidade o valor de K0 (passa a 0,48). Em ambos os casos, são diferentes, naturalmente, as tensões efectivas iniciais na argila, devido ao peso da camada de aterro sobrejacente (facto que influencia, por sua vez, os valores da resistência não-drenada). Na Figura 11 indicam-se igualmente os valores dos parâmetros geotécnicos considerados para a camada de aterro.

Usando um programa de cálculo automático de análise da estabilidade global (Borges, 1995), que utiliza os resultados numéricos das aplicações pelo método dos elementos finitos, mostra-se na Figura 12 a evolução no tempo da segurança estrutural da obra para os três casos em análise. Na Figura 13, ilustra-se a correspondente superfície potencial de deslizamento mais desfavorável para o caso 1, no final da escavação. Os aspectos essencias da formulação do programa de análise da estabilidade são descritos e explicados no anexo A.

Conforme decorre da análise dos resultados da Figura 12, pode variar na prática – quer qualitativa quer quantitativamente – a evolução no tempo da segurança estrutural neste tipo de obras. De



Fig. 10 – Vectores-deslocamento (coeficiente de ampliação igual a 20):
a) final do período construtivo; b) final da consolidação.



Fig. 11 – Parâmetros geotécnicos da camada arenosa e geometria dos problemas 2 e 3:
a) antes da escavação; b) depois da escavação.

facto, enquanto que no caso 1 o coeficiente de segurança global se mantém praticamente constante em todo o período pós-construtivo, o mesmo não acontece nos outros dois casos – a estabilidade da obra diminui a longo prazo, sendo a "quebra" mais significativa, em termos absolutos, a do caso 2, correspondente à argila mais sobreconsolidada.

Estas diferenças podem ser entendidas observando as distribuições dos excessos de pressão neutra dos três casos (Figuras 4, 5, 14 e 15), destacando-se dessa observação o seguinte: (i) no final



Fig. 12 – Evolução no tempo do coeficiente de segurança global.



**Fig. 13** – Superfície potencial de deslizamento mais desfavorável para o caso 1, no final da escavação (coeficiente de segurança global, F=1,49)

da esvavação, devido ao acréscimo de descompressão associado à remoção da camada arenosa (que não existe no caso 1), são, naturalmente, mais expressivos os valores absolutos dos excessos de pressão neutra nos casos 2 e 3; (ii) como são semelhantes as distribuições dos excessos de pressão neutra (ou, o que é equivalente, das linhas equipotenciais) dos três casos no final da consolidação (visto serem iguais as condições de fronteira hidráulicas), o efeito de descompressão associado ao processo de consolidação é mais expressivo nos casos 2 e 3 que no caso 1; (iii) este efeito tem alguma relevância, nos casos 2 e 3, nos pontos pertencentes à superfície de deslizamento mais desfavorável (o que justifica a redução do coeficiente de segurança global a longo prazo), não o tendo no caso 1.

Salienta-se ainda que, comparando os resultados das Figuras 14a e 15a, na área sob a superfície não escavada, os valores absolutos dos excessos de pressão neutra são mais pronunciados no caso 2 que no caso 3, o que reflecte, como seria de esperar, a influência das tensões de corte na geração dos excessos de pressão neutra durante a escavação, função do grau de sobreconsolidação do solo.



Fig. 14 – Excessos de pressão neutra ( $\Delta u$ ) em kPa, para o caso 2: a) no final da escavação ( $\Delta u_{min} = -192,7 \text{ kPa}$ ); b) no final da consolidação ( $\Delta u_{min} = -60,0 \text{ kPa}$ )

# 4 – CONCLUSÕES

A aplicação, neste artigo, dum modelo numérico (programa de elementos finitos) a uma escavação não suportada, em talude, num maciço argiloso sobreconsolidado – bem como a utilização de um programa de cálculo automático de análise da estabilidade global, que usa os resultados das aplicações do modelo numérico – permite destacar várias conclusões sobre o comportamento da obra, nomeadamente em termos de excessos de pressão neutra, de tensões efectivas, de deslocamentos, de níveis de tensão no maciço e de segurança estrutural.

(1) Durante a fase construtiva, os valores absolutos dos excessos de pressão neutra são maiores (e aproximadamente iguais, em cada instante, ao peso das terras escavadas) nas zonas sob a base da área removida, decrescendo progressivamente até às zonas não escavadas mais afastadas do talude, junto à superfície.

(2) No período pós-construtivo, as curvas equipotenciais (perpendiculares às linhas de corrente) apresentam uma forma muito regular; o problema evolui a longo prazo para uma situação de escoamento permanente, determinado pela diferença de carga hidráulica entre as cotas do nível freático a montante e a jusante do talude.

(3) Durante a escavação, as tensões de desvio (corte) apresentam valores significativos nas zonas centrais do maciço, na área de influência do talude, mantendo-se praticamente constantes, no



**Fig. 15** – Excessos de pressão neutra ( $\Delta u$ ) em kPa, para o caso 3: a) no final da escavação ( $\Delta u_{min} = -196,8$  kPa); b) no final da consolidação ( $\Delta u_{min} = -60,0$  kPa).

mesmo período, as tensões médias efectivas; estas últimas, no período pós-construtivo, diminuem expressivamente nas camadas sob a base da área removida.

(4) Durante a escavação, associados aos aumentos da tensão de desvio, os níveis de tensão sofrem aumentos significativos, especialmente nas zonas mais próximas do talude; no período pósescavação, os níveis de tensão aumentam nas zonas sob a base da área removida, devido à diminuição da tensão média efectiva.

(5) No período construtivo, os deslocamentos horizontais são dirigidos no sentido da área escavada, associando-lhes deslocamentos verticais dirigidos para baixo, na parte não escavada, e ascencionais, nas camadas sob a base da área removida; estes movimentos ascencionais são incrementados durante a consolidação devido ao aumento de volume associado ao efeito de descompressão nas camadas correspondentes.

(6) Da aplicação do programa de cálculo automático de análise da estabilidade global ao problema em análise (caso 1) e a outros dois similares (casos 2 e 3), conclui-se que pode variar na prática – quer qualitativa quer quantitativamente – a evolução no tempo da segurança estrutural neste tipo de obras: no caso 1, o coeficiente de segurança global mantém-se praticamente constante em todo o período pós-construtivo; nos casos 2 e 3, a estabilidade diminui a longo prazo, sendo a "quebra" mais significativa a correspondente ao maciço argiloso mais sobreconsolidado.

# 5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Borges, J. L. – Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Porto, 1995.

- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. *Estabilidade global de aterros sobre solos argilosos moles reforçados na base com geossintéticos*. Revista Geotecnia, n.º 80, pp. 43-57, 1997.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. Simulação numérica do modelo de estados críticos (p,q,q) em aterros sobre solos moles. Revista Geotecnia, n.º 84, pp. 39-63, 1998.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles. Revista Geotecnia, n.º 89, pp 57-75, 2000.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils. Revista Internacional Geotextiles and Geomembranes, Vol. 20, n.º 6, pp. 395-421, Elsevier, England, 2002.
- Britto, A. M.; Gunn, M. J. Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Ellis Horwood Limited, England, 1987.

Lambe, T. W.; Whitman, R. V. Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1969.

Lewis, R. W.; Schrefler, B. A. – The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1987.

## ANEXO A – Programa de análise da estabilidade global

Usando o estado de tensão resultante das aplicações do modelo baseado no método dos elementos finitos, o programa de cálculo automático de análise da estabilidade global permite calcular o coeficiente de segurança global através da análise da estabilidade em superfícies potenciais de deslizamento (cilíndricas, de directriz circular) escolhidas com critério (nomeadamente, definindo uma malha de centros das circunferências e, para cada centro, fazendo variar os raios em função de um determinado incremento fixado à partida).

Assim, para cada uma das superfícies, são determinados, em primeiro lugar, os pontos de intersecção dessa superfície com os lados dos elementos bidimensionais que definem a malha no cálculo pelo método dos elementos finitos (ver Figura A1). A superfície de deslizamento fica, pois, dividida em segmentos de recta, cada um dos quais está contido no interior de apenas um elemento da malha. Em seguida, calculam-se os valores médios da tensão tangencial,  $\tau_i$ , e da resistência não drenada,  $c_{ui}$ , que actuam em cada um dos segmentos. O valor de  $\tau_i$  é obtido através das tensões conhecidas nos pontos de Gauss do elemento finito correspondente (esta operação é explicada deta-lhadamente em Borges e Cardoso, 2002); o valor de  $c_{ui}$  (que varia com o processo de consolidação) é obtido de modo análogo, mas em função não só das tensões mas também do volume nos pontos de Gauss do elemento respectivo (aplicando as noções da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, tendo em conta o modelo utilizado). O coeficiente de segurança global para uma determinada superfície potencial de deslizamento é definido por

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{N} c_{ui} l_i}{\sum_{i=1}^{N} \tau_i l_i}$$
(A1)

em que  $l_i$  representa o comprimento do segmento e N o número total de segmentos em que a circunferência de deslizamento é dividida (tantos quantos os elementos finitos atravessados).

Recordando as noções da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, a resistência não drenada, c<sub>u</sub>, é calculada pela expressão (Britto e Gunn, 1987)

$$c_u = \frac{1}{2} M . \exp\left(\frac{\Gamma - \nu}{\lambda}\right) \tag{A2}$$

em que *v* é o volume específico do solo (volume de uma amostra de solo que contém uma unidade de volume de partículas sólidas; relaciona-se com o índice de vazios, *e*, pela expressão v=1+e);  $\lambda$  e  $\Gamma$  são parâmetros do solo, cujos significados foram definidos no ponto 2, e *M*, no caso do modelo *p*-*q*- $\theta$ , é função do invariante  $\theta$  e do ângulo de atrito efectivo  $\phi$ ':

$$M = \frac{3.\text{sen}\phi'}{\sqrt{3}\cos\theta + \text{sen}\phi'\text{sen}\theta}$$
(A3)



Fig. A1 – Elemento finito triangular.
### AVALIAÇÃO LABORATORIAL DA DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS. INFLUÊNCIA DO MATERIAL DE CONFINAMENTO

Geosynthetics damage during installation laboratory study. Influence of the confining material

António Miguel Paula\* Margarida Pinho-Lopes\*\* M. Lurdes Lopes\*\*\*

**RESUMO** – O material confinante tem influência relevante na danificação durante a instalação dos geossintéticos. A avaliação da conformidade destes materiais a essa danificação deve seguir as indicações da ENV ISO 10772-1 (1997). O material granular confinante exigido nesta norma é sintético e os resultados obtidos têmse revelado, em grande parte das situações, muito conservativos. Com o objectivo de contribuir para a definição de uma alternativa a esse material foi desenvolvido um programa de ensaios em que se utilizou dois materiais naturais de confinamento, com características granulométricas idênticas à do actualmente exigido, e diferentes tipos de geossintéticos. Os resultados do estudo são apresentados e analisados, sendo de seguida comparados com os obtidos utilizando o material previsto na ENV ISO 10722-1(1997). Finalmente, são referidas as principais conclusões do estudo.

**ABSTRACT** – The confining material plays a relevant role on geosynthetics damage during installation. The geosynthetics quality control against that damage must follow ENV ISO 10772-1 (1997). The granular material prescribed in that standard is synthetic and its use has been leading to conservative results in large number of cases. In order to contribute to the definition of a different confining material a test program was developed, considering two natural confining materials, with similar grain size as the synthetic one, and different types of geosynthetics. The results of the study are presented and analysed, and then compared with that obtained using the confining material defined on ENV ISO 10772-1 (1997). Finally, the main conclusions are put forward.

### 1 – INTRODUÇÃO

Uma das principais questões que se coloca à utilização dos geossintéticos tem a ver com a sua durabilidade. De facto, as obras que incluem estes materiais requerem segurança e é imprescindível que o geossintético mantenha o valor mínimo exigido para as suas propriedades durante o tempo de serviço da obra.

Entre os vários agentes que afectam o comportamento dos geossintéticos a danificação que podem sofrer durante a construção e instalação em obra é das mais pertinentes, uma vez que é, normalmente, inevitável e pode induzir alterações nas características dos materiais suficientemente importantes para condicionar a sua resposta.

Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Assistente do Instituto Politécnico de Bragança.
 E-mail: mpaula@ipb.pt

<sup>\*\*</sup> Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Aluna de Doutoramento da FEUP, Assistente da Universidade de Aveiro. E-mail: mlopes@civil.ua.pt

<sup>\*\*\*</sup> Doutora em Engenharia Civil, Professora Associada da FEUP. E-mail: lcosta@fe.up.pt

Para atender a eventuais alterações da resistência dos geossintéticos por acção de diversos agentes externos e internos, o dimensionamento de estruturas que incluem estes materiais considera factores de redução da resistência devido a acções distintas e não relacionadas, sendo uma delas a danificação durante a instalação.

Embora os ensaios de campo sejam o melhor método de aferir a danificação causada ao geossintético durante a instalação têm a desvantagem de ser muito morosos e caros. Por isso, a alternativa viável consiste em realizar ensaios de laboratório, aferidos por ensaios de campo, que simulem a danificação durante a instalação destes materiais (Greenwood, 1998). Em ambos os casos os geossintéticos danificados são submetidos a ensaios de modo a avaliar a alteração induzida pela danificação na(s) propriedade(s) de referência. De notar, que a(s) propriedade(s) de referência depende(m) da aplicação do geossintético.

Nos últimos anos, a danificação durante a instalação dos geossintéticos tem assumido grande relevância, havendo desde 1997 uma norma Europeia de ensaios (ENV ISO 10722-1) para caracterização da danificação durante a instalação.

Ao longo de sete anos de aplicação desta norma tem-se vindo a concluir que os resultados obtidos são conservativos, em virtude das características do material granular confinante especificado. Por isso, actualmente tem interesse desenvolver estudos com vista à definição de alternativas a esse material.

Com o objectivo de contribuir para esse desiderato desenvolveu-se um programa de ensaios em que se utilizou dois materiais naturais de confinamento com características granulométricas idênticas às do sintético actualmente exigido e diferentes tipos de geossintéticos. Os resultados do estudo são apresentados e analisados, sendo de seguida comparados com os obtidos utilizando o material previsto na ENV ISO 10722-1(1997).

### 2 - PROCESSO DE SIMULAÇÃO DA DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO

### 2.1 – Referência normativa

Os procedimentos de simulação da danificação durante a instalação encontram-se descritos na ENV ISO 10722-1 (Geotextiles and geotextile-related products – Procedure for simulating damage during installation – Part 1: Installation in granular material), a qual foi preparada pela Comissão Europeia de Normalização CEN/TC 189 "Geotextiles and geotextile-related products", em colaboração com Comissão Técnica ISO/TC 38 "Textiles". De seguida referem-se os procedimentos de ensaio mais relevantes.

O geossintético é colocado entre duas camadas de um agregado sintético e submetido a uma carga dinâmica durante um determinado intervalo de tempo. O agregado sintético (óxido de alumínio) deve cumprir os seguintes requisitos:

- ensaiado de acordo com a prEN 933-1, 100% do material deve passar no peneiro 10mm e 0% deve passar através do peneiro de 5mm de abertura;
- ensaiado de acordo com a prEN 1097-2 o agregado deve ter uma resistência ao desgaste Los Angeles superior a 1,9;
- antes da utilização, há que eliminar todo o material passado através do peneiro com abertura de malha de 5mm; após 10 utilizações há que repetir essa peneiração e subsequente eliminação de material; ao fim de 20 utilizações o material deve ser posto de parte.

Após a danificação o geossintético é examinado para detecção da danificação visível e seguidamente é submetido a um ensaio mecânico ou hidráulico para avaliação das alterações nas propriedades mecânicas ou hidráulicas, respectivamente.

O resultado é expresso em termos da variação, em percentagem, do valor da propriedade de referência, devendo ser também descrita no relatório do ensaio a danificação visual observada.

Devem ser preparadas seis amostras de geossintético com 1,0m de comprimento por 0,5m de largura (cortados de acordo com o especificado na Norma Europeia EN 963), cada amostra é depois cortada em duas com 1,0m de comprimento e 0,25 de largura, sendo uma delas utilizada no ensaio de danificação laboratorial e a outra no ensaio de referência.

Os provetes a ensaiar devem ser acondicionados e os ensaios devem ser realizados nas condições definidas na norma ISO 554 (para geotêxteis e produtos relacionados  $20\pm2^{\circ}$ C de temperatura e  $65\pm5\%$  de humidade relativa).

Na Figura 1 está representada esquematicamente a caixa de danificação, contendo o provete de geossintético a danificar e o material granular.



Fig. 1 – Representação esquemática da caixa de danificação.

Na Figura 2 está ilustrado o carregameto cíclico triangular aplicado (entre 5±5kPa a 900±10kPa), com uma frequência de 1Hz, durante 200 ciclos. A tensão a aplicar é determinada usando a área da placa de carga e não a área total da caixa.



Fig. 2 – Carregamento (ENV ISO 10722-1).

O equipamento utilizado para a simulação da danificação durante a instalação de geossintéticos em laboratório (ver Figura 3) encontra-se pormenorizadamente descrito em Pinho-Lopes e Lopes (2002).



Fig. 3 – Vista geral do equipamento de danificação de geossintéticos.

### 2.2 - Procedimento de ensaio

A parte inferior da caixa do equipamento de ensaio de danificação durante a instalação é preenchida com material granular (ver Figura 4) colocado em duas camadas compactadas a uma tensão de 200±2kPa durante 60 segundos. De seguida, o provete de geossintético a danificar, com 0,25m de largura, é colocado sobre a última camada de solo compactada (Figura 5b), com o centro alinhado com o da caixa, e a parte superior da caixa é posicionada sobre a inferior e fixa por encaixe (Figura 5c). Por fim, a parte superior da caixa de danificação é preenchida com o material granular solto até 75mm de altura (Fig. 6a).

Depois da preparação, a caixa de danificação é colocada na estrutura de aplicação da solicitação centrada com a placa de carga (Fig. 6b). Segue-se a aplicação da carga cíclica triangular (entre 5±5kPa a 900±10kPa) com frequência de 1Hz, durante 200 ciclos (Figura 6c), definida considerando a área da placa de carga.

No fim do ensaio o provete é retirado cuidadosamente, assegurando a inexistência de danificação adicional durante esta operação (Figura 7). Em seguida é examinado para detecção da danificação macroscópica e submetido ao ensaio de referência, para avaliação da alteração da propriedade considerada. O resultado é expresso em termos de variação, em percentagem, do valor dessa propriedade.

Neste trabalho, a propriedade de referência adoptada é a resistência à tracção, sendo o ensaio de referência o de tracção-extensão realizado de acordo com a EN ISO 10319 (Geotêxteis – Ensaio de tracção em tiras largas).



Fig. 4 – Enchimento da caixa inferior: a) colocação da 1.ª camada; b) compactação da 1.ª camada;
c) colocação da 2.ª camada; d) e e) compactação da segunda camada.



Fig. 5 – Provete de geossintético; a) dimensões; b) posição do provete na caixa inferior;
c) colocação da caixa superior.



Fig. 6 – Caixa de danificação: a) enchimento da caixa superior; b) posição da caixa de danificação;
 c) aplicação da carga cíclica.



Fig. 7 – Extracção do provete de geossintético.

### **3 – ENSAIOS REALIZADOS E RESULTADOS**

### 3.1 – Programa de ensaios e materiais

O principal objectivo do programa de ensaios desenvolvido (Figura 8) foi o esclarecimento do fenómeno da danificação durante a instalação de geossintéticos através da consideração de diferentes tipos de geossintéticos e de materiais confinantes. Adicionalmente, procurou-se obter informação para contribuir para a selecção do tipo de material granular mais adequado a utilizar nos ensaios laboratoriais de danificação, uma vez que tal constitui um dos objectivos actuais da Comissão Europeia de Normalização de geossintéticos.

Como já foi dito, o programa de ensaios considerou como propriedade de referência a resistência à tracção a curto prazo, avaliada de acordo com a EN ISO 10319 (1996), tendo essa propriedade sido definida para o geossintético de referência (intacto) e para o material danificado apenas na direcção de fabrico.



Fig. 8 – Programa de ensaios.

Foram considerados 5 geossintéticos diferentes (ver Quadro 1) e dois materiais de confinamento (ver Quadro 2).

Material N.º			Resistência à Tracção kN/m DM	Deformação na Rotura (%)
1	GGeu	Geogrelha extrudida uniaxial em HDPE	57,36	13,83
2	GGeb	Geogrelha extrudida biaxial em PP	45,91	14,83
3	GGtb	Geogrelha tecida biaxial em PE	60,14	21,07
4	GTnt	Geotêxtil não tecido em PP (800 g/m <sup>2</sup> )	50,11	111,94
5	GTt	Geotêxtil tecido em PP (320 g/m <sup>2</sup> )	68,97	14,89

Quadro 1 – Materiais de confinamento.

Quadro 2 - Materiais de confinamento.

Material granular	Origem petrográfica	Gama de dimensões (mm)	LA (%)
1	Granítico	4,75 - 12,50	28,0
2	Calcário	4,75 - 19,00	19,3

Os materiais de confinamento são, ao contrário do que acontece com o indicado na ENV ISO 10722-1, materiais granulares naturais com a mesma gama de diâmetros do agregado sintético (Figura 9). Diferem entre si na origem petrográfica e no valor da resistência ao desgaste Los Angeles.

Para diminuir o efeito do desgaste e do esmagamento do material, procedeu-se à sua peneiração e eliminação dos passados no peneiro com abertura de malha 4,75mm, após 5 utilizações. O material foi posto de parte após 30 utilizações.



Fig. 9 – Curvas granulométricas dos materiais granulares de confinamento.

### 3.2 - Análise dos resultados

Os resultados dos ensaios de tracção das amostras danificadas laboratorialmente são apresentados na Figura 10 em termos de resistência retida (quando comparada com o valor correspondente para as amostras intactas) e no Quadro 3.



Fig. 10 - Resistência retida (em %) nos geossintéticos danificados em laboratório.

Ensaios de tracção	Amostras de referência		Amostras danificadas em laboratório					
(EN ISO 10319)			Solo granítico			Solo calcário		
	Força máxima		Força máxima			Força máxima		
Material	Média (kN/m)	Coef. de variação (%)	Média (kN/m)	Coef de variação (%)	Resist. retida (%)	Média (kN/m)	Coef. de variação (%)	Resist. retida (%)
GTnt	50,11	5,3	38,85	9,4	77,53	44,16	3,0	88,13
GTt	68,97	2,1	44,63	4,2	64,71	51,88	3,8	75,22
GGeb	45,91	1,5	43,67	2,9	95,12	45,51	2,0	99,13
GGtb	60,14	5,7	53,35	7,4	80,77	59,43	2,7	89,98
GGeu	57,36	1,3	56,74	1,5	98,92	57,13	2,1	99,60

**Quadro 3** – Resultados dos ensaios de tracção (EN ISO 10319) realizados sobre as amostras intactas e sobre as amostras danificadas laboratorialmente.

GTnt = geotêxtil não tecido; GTt = geotêxtil tecido; GGeb = geogrelha extrudida biaxial; GGtb = geogrelha tecida biaxial; GGeu = geogrelha extrudida uniaxial.

De uma forma geral verifica-se que os geossintéticos danificados com o material granítico apresentam valores de resistência retida menores do que quando são danificados com o material calcário.

A resistência retida nas geogrelhas é elevada. A geogrelha tecida (GGtb) é a que apresenta menor resistência (isto é, maior sensibilidade à danificação durante a instalação). Quando o material confinante é granítico esta geogrelha apresenta o valor mínimo de resistência retida (80,8%), aumentando o valor do parâmetro cerca de 10% quando o geossintético é danificado em contacto com o material calcário.

A geogrelha extrudida uniaxial (GGeu) sofre reduções de resistência insignificantes, seja qual for o material confinante durante a danificação.

Os dois geotêxteis apresentam valores de resistência retida mais baixos do que as geogrelhas, o que traduz uma maior sensibilidade das estruturas tecidas e não tecidas dos geotêxteis à danificação durante a instalação. Tal como para as geogrelhas a danificação resultante do confinamento com material granítico é maior (cerca de 12% e 14%, respectivamente para os geotêxteis tecidos e não tecidos) do que quando o material confinante é calcário.

A menor resistência retida no geotêxtil tecido deve-se, por um lado, à estrutura do material (distribuição regular de poros resultante do cruzamento das componentes na direcção de fabrico e perpendicular a esta) e, por outro, à menor massa por unidade de área e espessura deste geotêxtil. Com efeito, as menores massa por unidade de área e espessura facilitam a danificação, ou mesmo a rotura, de componentes nas direcções de fabrico e perpendicular a esta. As componentes danificadas deixam de poder suportar a mesma solicitação, dando-se a transferência desta para as componentes mais próximas que progressivamente se vão danificando ou, mesmo, rompendo. Assim, pode-se dizer que, para resistências nominais idênticas, os geotêxteis tecidos são mais sensíveis à danificação durante a instalação do que os não tecidos.

Na Figura 11 é apresentado o coeficiente de variação da resistência à tracção dos geossintéticos de referência e danificados. Constata-se uma grande dispersão nos valores do coeficiente de variação, o que atendendo a que todos os geossintéticos foram danificados nas mesmas condições, com cada um dos materiais confinantes, significa que os diferentes geossintéticos respondem com mecanismos de danificação distintos (Pinho-Lopes, 2001). O coeficiente de variação dos geossintéticos danificados com o material granítico é, em geral, maior do que o dos geossintéticos de referência e o dos danificados com o material calcário.

A Figura 12 mostra as curvas tracção-extensão das geogrelhas intactas e danificadas com os materiais calcário e granítico. Observa-se que a danificação provoca pouca variação na rigidez das geogrelhas e que o comportamento tracção-extensão das geogrelhas danificadas confinadas pelo material calcário se encontra entre o das geogrelhas intactas e danificadas com o material granítico.

A extensão na rotura da geogrelha extrudida uniaxial (GGeu) danificada diminui significativamente (anulando-se o comportamento elásto-plástico da geogrelha intacta), passando o material a ter um comportamento mais próximo do das outras duas geogrelhas. Como já foi referido anteriormente, a alteração mais significativa na resistência à tracção dá-se na geogrelha tecida danificada (-19,2% do que a do material intacto), provavelmente devido à maior susceptibilidade à danificação das juntas deste material. Com efeito, enquanto nesta geogrelha as juntas são tecidas, nas outras duas geogrelhas as juntas são integrais, isto é mais rígidas e resistentes.

Do mesmo modo que para as geogrelhas, observa-se que o comportamento tracção-extensão dos geotêxteis danificados com o material calcário se encontra entre os correspondentes aos materiais intactos e danificados com o solo granítico (Figura 13). O geotêxtil tecido apresenta uma pequena redução da rigidez quando danificado, associado à redução da resistência e deformação na rotura. As médias da resistência e da extensão na rotura do material danificado são, respectivamente, cerca de 35,3% e 26,2% menores do que quando intacto. O geotêxtil não tecido danificado tornase mais deformável, mantendo-se praticamente inalterada a extensão na rotura e diminuindo a resistência. Perante o exposto, torna-se claro que estruturas distintas de geotêxteis reagem à danificação durante a instalação de forma diferente.



Fig. 11 – Coeficiente de variação (em %) da resistência à tracção dos geossintéticos.

Dos geossintéticos considerados no estudo, os geotêxteis foram os que evidenciaram maior susceptibilidade à danificação durante a instalação, sendo a redução da resistência à tracção em consequência dessa danificação da ordem dos 30% a 40% com o material confinante granítico.

O estudo da influência do material confinante na danificação durante a instalação de geossintéticos tornou clara a maior agressividade do material granítico, sendo esta devida às maiores irregularidade e angulosidade das partículas deste material em relação às do calcário.



Fig. 12 – Curvas tracção-extensão das geogrelhas de referência e danificadas com os materiais granítico e calcário.



Fig. 13 – Curvas tracção-extensão dos geotêxteis de referência e danificados com os materiais granítico e calcário.

Se, seguindo a ENV ISO 10722-1, se atender não só à distribuição granulométrica do material confinante, mas também ao valor da resistência ao desgaste Los Angeles deste, poder-se-ia, com base no valor deste último parâmetro (ver Tabela 2), ser-se levado a concluir erradamente que o material calcário induziria maior danificação nos geossintéticos, uma vez que apresenta menor desgaste à abrasão. Porém, tal não acontece sobrepondo-se a origem petrográfica do material (como condicionante das características da superfície das partículas) ao valor do parâmetro Los Angeles. Assim, é possível afirmar que a resistência ao desgaste Los Angeles carece de significado quando o material confinante dos geossintéticos é um material natural.

### 4 – MATERIAIS GRANULARES NATURAIS E SINTÉTICO - ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

À excepção do material confinante, o trabalho experimental desenvolvido seguiu os procedimentos descritos na ENV ISO 10772-1. Por isso, entendeu-se de interesse comparar alguns dos resultados deste estudo com os obtidos utilizando o material granular sintético indicado na norma Europeia. Seleccionaram-se três geossintéticos (o geotêxtil tecido (GTt); a geogrelha tecida biaxial (GGtb) e a geogrelha extrudida biaxial (GGeb)) e optou-se por comparar apenas os resultados obtidos com o material granular granítico, por ser este o que induz maior danificação nos geossintéticos.

A Figura 14a compara as resistências retidas nos três geossintéticos considerados confinados pelo material sintético (corundum) e pelo material granítico. A figura mostra que o geotêxtil e a geogrelha tecida são mais danificados pelo corundum, sendo essa danificação mais gravosa no geotêxtil. Neste material o coeficiente parcial de segurança a aplicar à resistência à tracção do material intacto é de 1,55, quando o material confinante é granítico, e 2,31, quando o material granular envolvente é sintético.

Os geossintéticos com estruturas mais deformáveis (geotêxtil e geogrelha tecida) são mais danificados pelo material granular sintético confinante, ao mesmo tempo que é para estes geossintéticos e material confinante que se observam os valores mais elevados do coeficiente de variação da resistência à tracção (Figura 14b), denunciando a maior gama de valores da resistência obtidos nos ensaios de controlo da danificação.



Fig. 14 - Danificação durante a instalação de geossintéticos: a) resistência retida; b) coeficiente de variação.

### 5 – CONCLUSÕES

Neste trabalho estudou-se laboratorialmente a danificação de geossintéticos durante a instalação, de modo a quantificar a influência do tipo de solo de confinamento em diferentes estruturas de geossintético.

Posteriormente, realizou-se uma análise comparativa da danificação durante a instalação de três geossintéticos estudados com resultados dos mesmos materiais danificados em laboratório

confinados com o material granular sintético indicado presentemente na ENV 10772-1, enquanto norma de ensaio de conformidade.

A caracterização da danificação causada ao material foi avaliada através do comportamento tracção-extensão a curto prazo dos geossintéticos.

Com base nos resultados obtidos é possível formular as seguintes conclusões:

- dos geossintéticos considerados, os geotêxteis foram os que revelaram maior susceptibilidade à danificação durante a instalação, em particular os geotêxteis tecidos;
- a danificação durante a instalação altera o comportamento tracção-extensão dos geossintéticos, tanto mais quanto maior for o grau de danificação induzida;
- quando o material confinante é natural a petrografia deste assume papel relevante na danificação induzida aos geossintéticos, visto que ela condiciona a angulosidade dos grãos resultantes da britagem;
- a consideração do valor de resistência ao desgaste Los Angeles carece de significado quando o material granular confinante é natural;
- a danificação durante a instalação dos geossintéticos simulada em laboratório é maior quando o material confinante é o material granular sintético previsto actualmente na ENV 10772-1;
- o estudo comparativo efectuado realça a importância do desenvolvimento de investigação no sentido de definir o material granular confinante a utilizar nos ensaios de laboratório que melhor simule a danificação durante a instalação dos geossintéticos em obras reais, dado que é impraticável, por razões económicas e de tempo, executar aterros experimentais para definição do coeficiente de segurança parcial a aplicar ao geossintético no dimensionamento da estrutura onde ele se insere.

### 6 - AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), POCTI e FEDER (projecto de investigação: POCTI/ECM/42822/2001) e do Instituto de Estradas de Portugal (IEP) através do protocolo IEP/FEUP.

### 7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

EN ISO 10319 (1996). "Geotextiles - Wide-width tensile test". CEN, Brussels, Belgium.

- ENV ISO 10722-1 (1997). "Geotextiles and geotextile-related products Procedure for simulating damage during installation Part 1: Installation in granular materials". CEN, Brussels, Belgium.
- Greenwood, J. H. (1998). "The nature of mechanical damage". Seminar Volume on installation damage in geosynthetics, Leatherhead, Surrey, UK.
- Pinho-Lopes e M. e Lopes, M. L. (2001). "Efeito no comportamento mecânico dos geossintéticos da danificação sofrida durante a instalação – resultados iniciais". Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia n.º 93, pp. 81- 99, Lisboa.
- Pinho-Lopes, M. e Lopes, M. L. (2002)."Um equipamento para realização de ensaios laboratoriais de danificação durante a instalação de geossintéticos", Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia, n.º 98, pp. 7-24, Lisboa.



# **Engenharia Geotécnica**





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



Av. Almirante Gago Coutinho, 133 – 1749-043 Lisboa Tel. 218437300 · Fax: 218437317 E-mail: cenorgeo@cenorgeo.pt



### CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



### **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

### BRASIL

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

Fortaleza Av. Senador Virgilio Távora 1701, Sala 408 Av. Senador Virgilio Távora 1701, Sala 408 Aldeota - Fortoleza CEP 60170 - 251 Tel.: (55 85) 261 17 38 Fax: (55 85) 261 50 83 E-miler Marceto e sem br E-mail: coba@esc.te.com.br



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

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

### **REGIÃO NORTE** Rug Mouzinho de Albuquerque, 744, 1°. 4450-203 MATOSINHOS Tel:(351) 229380421 Fax:(351) 229373648 mail: engico@mail.telepac.pt

ANGOLA Edificio Maianga Rua João Rodrigues nº 1- LUANDA Tel.: (244-2) 370191 Fax: (244-2) 370191 E-mail: coba-angola@snet.co.ao

MOÇAMBIQUE Av. da Namaacha, Km 6 Complexo CMC escritório nº85 - Matola Tel.: (258-1) 780909 E-mail: coba.mz@teledata.mz

#### ARGÉLIA

42, Rue Rahmoun-Dekkar (ex-Mauduit) El Biar - ARGEL Tel.: (213) 61513813 Fax: (213) 21924140



# Tecnasol FGE

## Fundações e Geotecnia, SA

Fundações Estabilização de Taludes Pré-esforço Reabilitação de Estruturas Entivações/Contenções Impermeabilizações Injecções Instrumentação Geotecnia Jet Grouting Obras Subterrâneas







# As Raízes nem sonham até onde podemos ir

Rua das Fontaínhas, 58 - Venda Nova - 2700-391 AMADORA Tel. +351.214 908 600 - Fax +351.214 747 036 TecnasolFGE@esoterica.pt





SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECANICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



LABORATORIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

Lisboa, 29-30/09/2005 www.lnec.pt/spg/2jleg

# 2<sup>as</sup> Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia

### Modelação e Segurança em Geotecnia

A Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), a Sociedade Espanhola de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (SEMSIG) e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) vão organizar, em Lisboa, no LNEC, de 29 a 30 de Setembro de 2005, as 2ª Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia sobre Modelação e Segurança em Geotecnia.

Estas Jornadas são o reflexo do sucesso das 1<sup>as</sup> Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, realizadas em Madrid em 2003.

Permitirão dar continuidade a uma interacção activa entre as duas comunidades geotécnicas, possibilitando uma discussão frutuosa em torno da Modelação e Segurança em Geotecnia, tendo nomeadamente em atenção o impacto da aplicação do sistema dos Eurocódigos nos dois países.

Os temas escolhidos para as Jornadas são os seguintes:

- Tema 1 Risco Geotécnico
- Tema 2 Modelação Numérica
- Tema 3 Avaliação da Segurança e Eurocódigos

As Jornadas estão divididas em três sessões correspondentes a cada um dos tópicos. Nas duas primeiras sessões, haverá, de início, uma conferência proferida por um especialista convidado e, na última, serão proferidas duas conferências, que irão procurar retratar a situação em Espanha e em Portugal, no que respeita à implementação da avaliação da segurança utilizando os Eurocódigos. Após a realização das Conferências e para cada sessão, segue-se uma apresentação de comunicações seleccionadas, sendo as restantes apresentadas em poster, a que se sucederá um periodo de debate. Haverá ainda uma visita técnica de meio dia.

# 2<sup>™</sup> Jornadas Hispano-Lusas de Geotecnia

### Modelación y Seguridad en Geotecnia

La Sociedad Portuguesa de Geotecnia (SPG), la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y el Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) van a organizar, en Lisboa, en el LNEC, de 29 a 30 de Septiembre de 2005, las 2ª Jornadas Hispano-Lusas de Geotecnia sobre Modelación y Seguridad en Geotecnia.

La realización de estas Jornadas es consecuencia del éxito que tuvieron las 1<sup>as</sup> Jornadas Hispano-Lusas de Geotecnia, realizadas en Madrid en 2003.

Permitirán dar continuidad a una interacción activa entre las dos comunidades geotécnicas, posibilitando una discusión fructuosa en torno a la Modelación y Seguridad en Geotecnia, poniendo especial atención en el impacto de la aplicación del sistema de Eurocódigos en los dos países.

Los temas escogidos para las Jornadas son los siguientes:

- Tema 1 Riesgo Geotécnico
- Tema 2 Modelación Numérica
- Tema 3 Evaluación de la Seguridad y Eurocódigos

Las Jornadas están divididas en tres sesiones correspondientes a cada uno de los tópicos. Las dos primeras sesiones comenzarán con una conferencia a cargo de un especialista convidado. En la última sesión serán impartidas dos conferencias que tratarán de reflejar la situación de la implementación de los Eurocódigos, en Portugal y en España, para la evaluación de la seguridad. En cada sesión, trás las conferencias, tendrá lugar una presentación oral de comunicaciones seleccionadas, siguiéndose un período de debate. Las restantes comunicaciones serán presentadas en póster. Habrá además una visita técnica de medio día.





CORATÓRIO NACIONAL E ENGENHARIA CIVIL

### Datas Limite Fechas Límite

### Apresentação de Comunicações Presentación de Comunicaciones

Apresentação de Resumos	
Presentación de Resúmenes	15/03/2005
Aceitação de Resumos	
Aceptación de Resúmenes	15/04/2005
Envio das comunicações	
Envío de las comunicaciones	30/06/2005
Aceitação das comunicações	
Aceptación de las comunicaciones	31/07/2005
Boletim n° 2 - Inscrição	
Boletín nº 2 - Inscripción	30/06/2005

### Preços

Precios

	Até/Hasta	Após/Después
	15/07/2005	15/07/2005
Sócios (SPG ou SEMSIG)		
Socios (SPG o SEMSIG)	250 Euros	280 Euros
Não sócios		
No socios	300 Euros	350 Euros
Estudantes		
Estudiantes	100 Euros	110 Euros

### Comissão Organizadora Comité Organizador

Presidente António Gomes Correia (SPG, UMinho) Vice-Presidente / Vicepresidente

Vicente Cuéllar Mirasol (SEMSIG, CEDEX)

Secretários / Secretarios António José Roque (SPG, LNEC) Juan Enrique Dapena Garcia (SEMSIG, CEDEX)

Vogais / Vocales Antonio Soriano Peña (UPMadrid) César Sagaseta Millán (UCantabria) Fernando Pardo de Santayana (LNEC) Joaquim Barreto (Metro de Lisboa) Luís Nolasco Lamas (LNEC) Pedro Sola Casado (AETESS)

### Comissão Técnica Comité Técnico

Presidente Carlos Alberto de Brito Pina (LNEC)

Vogais/Vocales António Silva Cardoso (UPorto) Carlos Oteo Mazo (UCoruña) José Maria Rodríguez Ortiz (UPMadrid) Luís Manuel Ribeiro e Sousa (LNEC)

### Local

Local

Centro de Congressos do LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, PORTUGAL

### Contactos

Contactos

2<sup>ss</sup> Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia Sociedade Portuguesa de Geotecnia a/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, PORTUGAL Tel.: (+351)218443321; Fax: (+351)218443021 E-mail: spg@lnec.pt URL: www.lnec.pt/spg/2jleg

### SISTEMA INTERNACIONAL DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA\*

#### Generalidades A

- 1 Fundações em solos e rochas no âmbito da engenharia A
- A 2 Aspectos históricos A
  - Classificação bibliográfica 3
- Livros de texto, manuais e periódicos geotécnicos A 4
- Nomenclatura A 5
- Empresas, Institutos e Laboratórios A б A Sociedades e Reuniões
- 8 Α
- Ética profissional. Imposições legais. Regulamentos e Normalização
- 9 Educação Α

#### B Geologia de engenharia

Incluindo descrições e registo de processos naturais relativos a solos e rochas

- 0 Generalidades
- Formação de solos e rochas B 1
- Hidrogeologia В 2
- 3 Movimentos de terrenos e subsidências R
- Catástrofes naturais В 4 в 5
- Caraterísticas climatológicas в 6 Geologia submarina
- в 7 Geologia estrutural
- В 8 Geologia extraterrestre
- Geomorfologia e Classificação de terrenos В ٥
- 10 Mineralogia e Petrografia В
- Descrições gerais de características regionais de solos e rochas в 11

#### С Prospecção geotécnica

Equipamentos e técnicas de prospecção. Amostragem e ensaios de campo de solos e rochas, excluindo a determinação de propriedades de engenharia

- 0 Generalidades С
- С 1 Prospecção aérea
- C 2 Prospecção geofísica
- С 3 Sondagens de furação
- Escavações exploratórias C 4
- С 5 Técnicas de furação, equipamentos e registo dos resultados
- С Amostragem, transporte das amostras 6
- С Medida das condições de campo С
- 8 Ensaios de campo, excluindo ensaios para determinação das propriedades de engenharia (vejam-se os Grupos D e F)
- ۵ Relatórios de prospecções geotécnicas

C

#### Propriedades dos solos. Determinações no laboratório e no campo

#### D Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

0 Generalidades D

- Classificação e identificação D 2
- Ð Propriedades físico-químicas 3 Composição, estrutura e densidade D
- D 4 Permeabilidade e capilaridade
- D 5 Compressibilidade
- Deformação por corte e propriedade de resistência Ð 6
- Propriedade dinâmicas D 7
- Propriedades térmicas D 8
- Compactibilidade D 0
- 10 Propriedades de misturas solo-aditivo D

### E Análise de problemas de engenharia de solos

#### Métodos de análise teóricos, empíricos e práticos

- 0 Generalidades E
- Tensões "in situ" devidas à gravidade, à aplicação de cargas e a Е 1 escavações
- E 2 Problemas de deformações e assentamentos
- Е Capacidade de carga de solos
- Capacidade de carga de estacas Ē 4
- Е 5 Problemas de pressão de terras
- Е Estabilidade de taludes, aterros e escavações 6
- Ε Problemas de percolação e outros problemas hidráulicos
- E 8 Problemas dinâmicos
- Acção do gelo e problemas de transferência de calor E 0
- F 10 Análise do comportamento de pavimento e das respectivas bases
- Interacção solo-veículo (Traficabilidade) E 11
- Interacção solo-estrutura E 12
- E 13 Cálculos por computador

#### Propriedades das rochas. Determinação no laboratório e no campo F Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

- 0 Generalidades E
- E
- Classificação e identificação F Propriedades físico-químicas
- F Composição, estrutura e densidade 3
- F Permeabilidade e capilaridade
- F Compressibilidade e expansibilidade
- F Deformação por corte e propriedades de resistência
- F Propriedades dinâmicas E
- 8 Propriedades especiais das rochas

#### G Análises de problemas de engenharia de maciços rochosos

- Métodos de análises teóricos, empíricos e práticos
- G 0 Generalidades
- Tensões "in situ" devidas à gravidade, à tectónica, à aplicação G 1 de cargas e a escavações
- G 2 Problemas de deformação
- Capacidade de carga dos maciços rochosos G 3
- G 4 Estabilidade de taludes, escavações e cavernas
- Percolação e outros problemas hidrológicos G 5
- G 6 Problemas dinâmicos
- G Problemas de acção do gelo e de transferência de calor G 8 Cálculos por computador
- H Projecto, construção e comportamento de obras de engenharia

Descrição de casos práticos. Sínteses de Investigações, Projecto, Construção incluindo Equipamento, e Comportamento

- н 0 Generalidades
- н 1 Fundações de estruturas
- 2 Estruturas de suporte, paredes corta-águas e barragens de betão Н
- 3 н Escavações não suportadas
- н 4 Barragens de terra e de enrocamentos e aterros
- н 5 Estruturas subterrâneas
- Н 6 Bases e pavimentos de estradas, caminho de ferro e aeroportos
- Н 7 Portos, canais e projectos de protecção costeira

Incluindo o melhoramento das condições dos solos e dos maciços

Escavação de solos e rochas, seu processamento e transporte

Construção de fundações e de paredes corta-águas empregando

Técnicas de superfície para melhoria das condições de

12 Métodos de construção e tipos de equipamento em águas

2 Processos de impermeabilidade e de injecção

Estabilização de solos e controlo da erosão

Métodos de construção de fundações superficiais

Fundação por caixões e por pegões

Trabalhos de protecção contra o gelo

н 8 Condutas enterradas e aquedutos

Rebaixamento e drenagem

Processos de compactação

Suportes de solos e rochas

deformação e de estabilidade

Materiais betuminosos

Tintas e vernizes

0 Generalidades

Disciplinas correlacionadas

0 Generalidades

Ciências puras

Agricultura e pedologia

Engenharia electrotécnica

Engenharia militar e naval

Instrumentação e Técnica de medida

Meteorologia e climatologia

Engenharia de minas e prospecção mineira

Problemas do ambiente e conservação da natureza

\*Tradução do INTERNATIONAL GEOTECHNICAL CLASSIFICATION SYSTEM

Geociências

Biociências

Engenhaaria civil

8 Engenharia mecânica

Engenharia oceánica

Ciência bibliotecária

15 Prospecção de petróleo

8 Elementos de construção

Materias plásticos e similares

Cimento e materiais químicos

Mecânica da neve e do gelo e respectiva engenharia

Cobertura de neve e de gelo

2 Propriedades da neve e do gelo 3 Engenharia da neve e do gelo

Estacas e sua colocação

lamas pesadas

profundas

0 Generalidades

M Materiais de construção

Aço Ŧ

2 Madeira

Betão

3 Pré-cargas e recolocação de solos

- н 9 Taludes
- 10 Uso do Solo н

ĸ K

ĸ

K

K K K 4

K

K K

K 11

ĸ

к 13

к 14

M

М

м

м 3

М

М

М

м

S

s 1

S

S

т

т

т

Т 3

Т 4

Т

т

Т

τ 9

T 10

Ť

т 12

т 13

Т 14

т

1

2

5

6 Т

7

11

s

Т

4

5 Μ

1

5

6

7 Κ 8

0

10

#### K Métrodos de construção e equipamento

0 Generalidades

### INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista são classificados como artigos, notas técnicas, e correspondência.

Entende-se por nota técnica descrições de casos de obra, ou simples dados quantitativos com elas relacionados, curtas notas sobre soluções práticas e trabalhos cujo grau de elaboração não está suficientemente avançado para dar lugar a um artigo.

Na secção de correspondência podem apresentar-se comentários aos artigos publicados tendo em vista a sua discusão.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Redactorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Dentro do prazo de um mês o autor será porém informado da data provável da publicação do seu trabalho, no caso de ser favorável a decisão da Comissão Redactorial. Se em face de tal informação o autor desistir da publicação, deverá comunicá-lo, dentro também do prazo de um mês.

Os trabalhos assinados são da exclusiva responsabilidade dos autores.

1 – Os originais devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa. Aceitam-se também, dentro de determinada cota, originais em espanhol.

2 – Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume 3 dos Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Tóquio 1977) e com a List of Symbols organizada em Março de 1970 pela Commission on Terminology, Symbols and Graphic Representation da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.

3 – O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português (ou espanhol) e em inglês.

4 – Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder 150 palavras, e que será seguido de uma tradução livre em inglês (synopsis). Neste resumo devem utilizar-se palavras ou expressões que traduzam os conceitos tratados (palavras chave).

5 – Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas A4 (dactilografadas a um espaço e incluindo as figuras).

6 – Os desenhos ou figuras devem ser feitos a tinta da china em vegetal transparente. As espessuras dos traços e as dimensões das letras e dos números deverão ser compatíveis com as reduções a efectuar para obter a mancha final da publicação, a fazer em formato B5 (176 x 250 mm). Assim, na hipótese de só haver letras maiúsculas o tamanho mínimo final aceitável é de 1,25 mm. No caso de serem usadas maiúsculas e minúsculas o tamanho final daquelas não deverá ser inferior a 1,75 mm, com uma relação de 1,4 entre maiúsculas e minúsculas.

Os traços a usar serão os próximos do aparo do escantilhão a usar para as letras respectivas. As letras e os números não devem pesar visualmente mais do que o desenho.

As dimensões dos originais das figuras não deverão exceder 550 x 450 mm.

7 – Na dactilografia do texto será indicado o local para inserção de cada figura ou fotografia.

8 – As equações não devem ser manuscritas e serão numeradas junto ao limite direito da folha.

9 - Do texto, desenhos e fotografias (em papel preto brilhante) será enviado um exemplar.

10 – As referências bibliográficas devem ser feitas da seguinte forma, de acordo com a NP-405 1966 – Referências bibliográficas. Elementos essenciais.

a) No texto o nome do autor(es) é seguido do ano da publicação colocado entre parênteses.

Exemplo: Skempton e Henkel (1975). No caso de mais de um artigo do mesmo autor publicado no mesmo ano usar-se-á sufixos a), b) etc.

b) Na lista de referências (sem numeração) e a apresentar no fim do artigo, a apresentação deve ser feita por ordem alfabética dos nomes do primeiro autor.

11 – Os autores que queiram receber gratuitamente 20 separatas dos seus artigos devem manifestar esse desejo quando da apresentação do original.

Admitem-se tiragens especiais de separatas que deverão ser encomendadas quando da apresentação do original e que serão cobradas à parte.

- **3 Editorial**
- 4 Agradecimentos
- 5 Túnel do Término da Estação Alameda II Identificação dos Parâmetros Geotécnicos *Carlos Moreira, Jorge Almeida e Sousa e Luís Leal Lemos*
- 33 Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada Reforçada com Fibras de Polipropileno Márcio A. Vendruscolo, Karla S. Heineck, Nilo Cesar Consoli e Ana P. S. dos Santos
- 55 Escavações não Suportadas em Maciços Argilosos. Consolidação e Estabilidade Global pelo Método dos Elementos Finitos José Leitão Borges
- 71 Avaliação Laboratorial da Danificação durante a Instalação de Geossintéticos. Influência do Material de Confinamento António Miguel Paula, Margarida Pinho-Lopes e M. Lurdes Lopes