



Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



GEOTECNIA Revista Luso-Brasileira de Geotecnia

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotecnica

N.º 128 – Julho 2013

DIRETOR:

José Couto Marques, FEUP

DIRETOR - ADJUNTO:

Márcio Muniz de Farias, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

Madalena Barroso, LNEC Paulo Coelho, UC

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 año. A partir de Março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pelas Sociedades de Geotecnia de Portugal e Brasil: SPG, ABMS e ABGE e, a partir de Março de 2011, pela SPG e ABMS.

COMISSÃO EDITORIAL 2013-2014

Adriano Virgilio Damiani Bica, UFRGS - Porto Alegre Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia - Lisboa Alexandre Tavares, FCTUC - Coimbra Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ - Rio de Janeiro António Correia Mineiro, FCT-UNL - Caparica António Silva Cardoso, FEUP - Porto António Topa Gomes, FEUP - Porto António Viana da Fonseca, FEUP - Porto Armando Antão, FCT-UNL - Caparica Benedito S. Bueno, USP - São Carlos Celso Lima, Hidrorumo - Porto Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG - Pelotas Cristina Gomes, Coba - Lisboa Dario Cardoso de Lima, UFV - Viçosa Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG - Belo Horizonte Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV - Viçosa Eduardo Fortunato, LNEC - Lisboa Ely Borges Frazão - São Paulo Emanuel Maranha das Neves, IST - Lisboa Emílio Velloso Barroso, UFRJ - Rio de Janeiro Eurípedes Vargas Jr., PUC-RIO - Rio de Janeiro Faiçal Massad, USP - São Paulo Fernando A. B. Danziger, UFRJ - Rio de Janeiro Fernando Saboya, UENF - Campos do Goytacases Francis Bogossian, Geomecânica - Rio de Janeiro Frederico Garcia Sobreira, UFOP - Ouro Preto Jaime Alberto dos Santos, IST - Lisboa Jayme de Oliveira Campos, UNESP - São Paulo João Paulo Bilé Serra, LNEC - Lisboa João Ribas Maranha, LNEC – Lisboa Jorge Almeida e Sousa, FCTUC - Coimbra Jorge Vasquez, EDIA - Beja José Delgado Rodrigues, LNEC - Lisboa José F. T. Jucá, UFPe - Recife José Leitão Borges, FEUP - Porto José Mateus de Brito, Cenorgeo - Lisboa

José Neves, IST - Lisboa José Vieira de Lemos, LNEC - Lisboa Laura Caldeira, LNEC - Lisboa Lindolfo Soares, USP - São Paulo Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP - Ouro Preto Luís Leal Lemos, FCTUC - Coimbra Luiz Antônio Bressani, UFRGS - Porto Alegre Luiz Ferreira Vaz, Themag - São Paulo Luiz Nishiyama, UFU - Überlândia Manuel Matos Fernandes, FEUP - Porto Marcus P. Pacheco, UERJ - Rio de Janeiro Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe - Recife Maria da Graça Lopes, ISEL - Lisboa Maria de Lurdes Lopes, FEUP - Porto Maria Eugênia Boscov, USP - São Paulo Maurício Ehrlich, UFRJ - Rio de Janeiro Milton Vargas, Themag - São Paulo Nuno Guerra, FCT-UNL - Caparica Osni José Pejon, USP - São Carlos Oswaldo Augusto Filho, USP - São Carlos Paulo Albuquerque, UNICAMP - Campinas Paulo da Venda Oliveira, FCTUC - Coimbra Paulo Lopes Pinto, FCTUC - Coimbra Pedro Guedes de Melo, Consulgeo - Lisboa Pedro Sêco e Pinto, LNEC - Lisboa Renato Pinto da Cunha, UnB - Brasília Ricardo Oliveira, Coba - Lisboa Ricardo Resende, ISCTE-IUL - Lisboa Roberto F. de Azevedo, UFV - Viçosa Romero César Gomes, UFOP - Ouro Preto Rui M. Correia, LNEC - Lisboa Tácio M. Campos, PUC-Rio - Rio de Janeiro Telmo Jeremias, LNEC - Lisboa Tiago Miranda, U. Minho - Guimarães Waldemar Hachich, USP, São Paulo Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo

C SPG

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

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

ABMS ABMS

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

ÍNDICE

128 Julho 2013

- 3 Liquefação de solos à luz da mecânica aplicada
- 37 Atenuação de metais pesados provenientes da percolação de lixiviado em colunas preenchidas com solo
- 49 Ensaios de alterabilidade para a previsão da drenagem ácida na barragem de Irapé, Brasil
- 67 Uso dos ensaios de penetração de cone, desagregação, sucção e resistência à tração para avaliar a erodibilidade
- 87 Acerca do funcionamento dos sistemas flexíveis usados na estabilização de taludes em maciços alterados

António Viana da Fonseca

Mariana Consiglio Kasemodel Tânia Leme de Almeida Valdir Schalch

Marcelo Guimarães Duarte Adilson do Lago Leite Romero César Gomes

Rodrigo da Cruz de Araujo Tácio Mauro Pereira de Campos

António Silva Cardoso

LIQUEFAÇÃO DE SOLOS À LUZ DA MECÂNICA APLICADA

Liquefaction of soils in the light of applied mechanics

António Viana da Fonseca*

RESUMO – Há uma crescente convicção da vantagem em encarar o fenómeno de liquefação de solos como passível de ser considerado como um comportamento elastoplástico que é modelável a partir de conceitos baseados em estados críticos, enquanto se reconhece que pode ocorrer num largo espectro de materiais e condições. Estes assuntos são desenvolvidos neste artigo, atendendo a que as ferramentas de estados críticos têm sido estendidas a outros materiais para além das areias. Esta abordagem integra o conhecimento da influência que a micromecânica das partículas e dos seus contactos tem no comportamento dos solos, e tem em consideração os efeitos da quebra progressiva das partículas e as alterações do grau de uniformidade dos solos no decurso do carregamento. Os objetivos do dimensionamento com base em comportamento são apresentados à luz de ensaios em laboratório e de campo que permitem identificar o risco de se espoletar o fenómeno de liquefação, tanto em condições cíclicas, como estáticas. Também será discutida a forma como os resultados desses ensaios podem ser interpretados para se poder prever o fenómeno, à luz de uma abordagem mecânica global.

ABSTRACT – The advantage of looking at soil liquefaction as an elastoplastic mechanical behaviour that is well modelled by critical state concepts is well accepted, while recognising that it takes places in a wide range of materials and conditions. These issues are outlined in this paper, as the critical state framework has now been extended to other materials apart from sands. This approach integrates the knowledge of the influence of the micromechanics of particles and their contacts on the observed behaviour, and takes into account the effects of continued particle breakage and change in uniformity. The objectives of performance-based design are presented in the light of laboratory and field tests that permit to identify the risk of triggering both cyclic and static liquefaction. It is also discussed how those tests can be performed and their results interpreted to predict these phenomena, under a global mechanical modelling approach.

PALAVRAS CHAVE - Liquefação cíclica e estática, estados críticos, ondas sísmicas.

1 – INTRODUÇÃO

A Teoria dos Estados Críticos (TEC) encontra-se hoje bem estabelecida no que respeita à descrição do comportamento mecânico das areias (Been e Jefferies, 1985; Pestana e Whittle, 1995; Lade e Yamamuro, 1996; Verdugo e Ishihara, 1996). Outros fatores são ainda novos para muitos, como seja a marcante influência da quebra de grãos na definição das leis que caracterizam esses estados, tendo vindo a ser destacada a sua importância na caracterização do comportamento à luz da TEC (Coop e Lee, 1993; McDowell e Bolton, 1998).

Muitos destes trabalhos foram inicialmente limitados ao comportamento de areias mal graduadas reconstituídas laboratorialmente. No entanto, ainda que tenha havido investigação incidindo sobre areias cimentadas, estabelecendo por exemplo os efeitos do grau de cimentação à luz da TEC (Airey, 1993; Lagioia e Nova, 1995; Cuccovillo e Coop, 1999; Coop e Wilson, 2003), as areias no

^{*} Professor Associado com Agregação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto. E-mail: viana@fe.up.pt.

seu estado natural vêm sendo estudadas com pouca frequência devido à dificuldade de amostragem. Assim, a investigação tem-se focado em amostras reconstituídas artificialmente em laboratório (Tatsuoka *et al.*, 1986; Jang e Frost, 1998), embora recentemente tenha havido particular esforço para examinar o efeito da fábrica natural das areias comparando raros resultados obtidos em amostras intactas com os resultados em amostras remoldadas em laboratório de forma diversa (Cresswell e Powrie, 2004; Ventouras e Coop, 2009).

Tendo-se estabelecido o comportamento das areias provenientes de uma larga variedade de origens e mineralogias à luz da Teoria dos Estados Críticos, a investigação enveredou por outras áreas, como as de: 1) aplicações no âmbito da engenharia em areias à luz da TEC; 2) a influência no comportamento da micromecânica e dos contactos interparticulares revelada em microscopia; 3) as limitações da TEC, devidas ao esmagamento dos grãos para elevadas tensões de confinamento; e, 4) as limitações que surgem à medida que a graduação se torna menos uniforme. Muitos destes problemas serão salientados nas secções que se seguem.

2 – APLICAÇÕES DA MECÂNICA DOS SOLOS À LUZ DA TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS (TEC) NAS AREIAS

A descrição do comportamento mecânico das areias pelos conceitos da TEC tem sido alargada a problemas diversos, típicos de engenharia geotécnica, por se reconhecer que o comportamento do solo não depende unicamente do seu índice de compacidade, ou da tensão aplicada, mas sim de uma combinação entre estes dois parâmetros. Esta combinação foi indexada ao "parâmetro de estado" (ψ), que é uma medida da distância entre o índice de vazios do estado inicial e o correspondente à Linha dos Estados Críticos (LEC) definida no espaço *v:lnp* ' (v volume específico, que é igual ao valor do índice de vazios mais 1: v=1+ e, e p' a tensão de confinamento efetiva média) ou diretamente em *e:lnp* ':

$$\psi = e_0 - e_{cv} \tag{1}$$

sendo e_0 o índice de vazios natural (inicial ou de repouso) e e_{cv} o índice de vazios sobre a LEC para o mesmo estado de tensão média efetiva.

Tipicamente o parâmetro de estado é utilizado em termos de volume (Wroth e Bassett, 1965; Been e Jefferies, 1985, 1986) na análise dos ensaios CPT (Been *et al.*, 1986, 1991; Konrad, 1998) bem como na análise dos resultados dos ensaios pressiométricos (Yu *et al.*, 1996).

O recurso ao parâmetro de estado para explicar observações não usuais, tem vindo a ser realizado com promissor sucesso, como são exemplo as reportadas por Nicholson et al. (2002). Neste caso a capacidade última resistente de estacas executadas nos maciços das Docas de Londres (a Leste) diminui à medida que estas são colocadas em profundidades crescentes na areia de Thanet. Verificou-se, entretanto, que nestes perfis naturais da areia de Thanet os conteúdos em finos nos estratos mais superficiais são reduzidos, evoluindo para um elevado teor em finos nos estratos mais profundos. Ora, um estudo laboratorial cuidadoso (Ventouras e Coop, 2009) revelou que a diferença crucial entre as propriedades intrínsecas destes dois estratos residia no facto de apresentarem distintas LEC no espaço v:lnp' (Figura 1). Assim, enquanto que o conteúdo em finos não apresentava significativa influência no ângulo crítico de resistência ao corte, ou na rigidez para pequenas tensões de confinamento, já, por outro lado, no espaço v:lnp' quanto mais elevado o conteúdo em finos, mais compressível era o material, resultando num ângulo de resistência ao corte de pico mais reduzido, particularmente para reduzidas tensões de confinamento. Estas diferenças foram também reveladas nas diferenças de capacidade resistente última das estacas, em si mesmo dependentes de deformações limites excessivas (como critério limite de funcionalidade nestas estruturas, IPQ, 2009).



Fig. 1 – Linhas dos Estados Críticos (LEC) para a areia Thanet (Ventouras e Coop, 2009).

A Figura 2 apresenta uma análise do fator N_q da resistência última ao corte em termos do parâmetro de estado. Em vez de ser definida em termos de volume, é definida como o rácio entre a tensão média efetiva *in situ, p'*, e a correspondente no Estado Crítico para o volume corrente, p'_{csr} A tendência da diminuição da capacidade última da estaca à medida que o rácio p'/p'_{cs} aumenta, corresponde exatamente ao observado nos ensaios realizados em modelo com centrifugadora, reportados por Klotz e Coop (2001), embora a concordância com os seus dados não tenha sido significativa visto terem sido utilizadas estacas maciças cravadas estaticamente. Coop *et al.* (2005) demonstraram que um método similar ao do parâmetro de estado pode ser igualmente aplicável a estacas que exibam encurvadura.



Fig. 2 – Resistência normalizada de estacas na areia Thanet (Ventouras e Coop, 2009).

3 – LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

A abordagem aos problemas geotécnicos com base no parâmetro de estado (ψ) tem vindo igualmente a ser aplicada com sucesso no estudo dos carregamentos cíclicos e monotónicos. A relação precisa entre estes dois fenómenos é ainda insuficientemente compreendida, mas ainda assim facilmente se entende que o parâmetro chave de ambos os fenómenos se baseará na compressibilidade dos materiais geotécnicos, fator determinante para o desenvolvimento da instabilidade. Este fator tem direta relação com a posição do índice de vazios do estado inicial (repouso) e a correspondente da LEC, para o mesmo estado de tensão efetiva, pelo que o comportamento associado com a suscetibilidade à liquefação pode ser analisado à luz da TEC, providenciando uma explicação simples para os comportamentos padrão, típicos da liquefação estática.

Têm sido identificadas diferentes classes de comportamento relacionadas com as condições de estado, definidas pelo índice de vazios corrente e o estado de tensão do solo. Os solos que se situam acima da LEC no espaço *e:lnp'*, isto é que têm parâmetros de estado positivos (ψ >0), são mais suscetíveis à liquefação tal como se pode constatar por análise da Figura 3.



Fig. 3 – Critério para análise da suscetibilidade à liquefação tendo por base o parâmetro de estado (baseado em Been e Jefferies, 1985, e Kramer, 1996, entre outros).

Não obstante, como previamente salientado por Carrera *et al.* (2011), as LECs das areias são geralmente apenas lineares no espaço *e:lnp* ' para tensões de confinamento mais elevadas, apresentando-se tipicamente curvas em tensões moderadas, tendendo para uma assimptota horizontal com a diminuição de p' (Verdugo e Ishihara, 1996). Muitos autores, por simplificação, tendem a considerá-las bilineares (Been *et al.*, 1991). Existem consequentemente algumas dúvidas relativamente à forma como o parâmetro de estado deve ser aplicado relativamente à LEC e, de facto, é fundamental a localização do estado de tensão corrente do solo face à linha curva, isto é, se o parâmetro de estado deve ser medido de uma forma vertical para elevadas tensões de confinamento ou se deve ser medido horizontalmente para reduzidas tensões de confinamento (Carrera *et al.*, 2011).

Há uma certa ambiguidade na definição de liquefação que, ocorrendo fundamentalmente quando a pressão de água nos poros atinge de facto a tensão total de confinamento – anulando-se assim a correspondente tensão efetiva –, acarreta a perda de resistência (Yamamuro e Covert, 2001). Alguns autores viriam a associar este fenómeno de instabilização, particularmente evidente em condições de carregamentos reversíveis, ao desenvolvimento, para um certo número de ciclos, de determinados valores de deformações distorcionais considerados insustentáveis (Vaid e Sivathayalan, 1996). Neste texto limitar-nos-emos ao conceito fundamental (o primeiro).

Através da Teoria dos Estados Críticos pode parecer que o fenómeno da liquefação estática é facilmente explicado, como se pode observar pelas Figuras 4 e 5. Os dados da primeira são resultado de uma investigação detalhada da liquefação estática de resíduos de minas na barragem de Stava (Carrera *et al.*, 2011). Foram testadas várias granulometrias e os dados representados são

de amostras reconstituídas de uma areia limpa, mal graduada, recuperadas desses resíduos após o desastre ocorrido na barragem (Chandler e Tosatti, 1995). A Figura 5, pelo seu lado, mostra um comportamento similar obtido de um estudo intensivo do risco à liquefação de produtos ciclonados dos resíduos do processamento do ouro, provenientes da hidrometalúrgica do Complexo Industrial Mina-Usina Fazenda Brasileiro, na cidade de Teofilândia, Bahia, no Brasil. Este estudo fez-se sob as frações mais grossa *(underflow)* e a mais fina *(overflow)* dos depósitos dispostos em barragem de rejeitos (Bedin, 2010). Os resultados ilustrados são relativos ao estudo do *overflow* através de uma extensiva série de ensaios triaxiais monotónicos (Bedin *et al.*, 2011).



Fig. 4 – Distintos comportamentos em relação à liquefação em função do estado (Carrera et al., 2011).



Fig. 5 – Aplicação da Mecânica dos Estados Críticos na avaliação da suscetibilidade à liquefação estática, a partir de uma Linha dos Estados Críticos (LEC) curvilínea (Bedin *et al.*, 2011).

Como se vê pelos registos e leis de ajuste dos pontos de rotura em estado limite último, as linhas que modelam estes estados críticos são curvas, com tendências assimptóticas, sendo a tangente, a baixas pressões, uma linha horizontal, e, a médias-altas tensões, uma linha reta que coincide com a LEC em condições drenadas (só coincidente com condições não drenadas no seu conceito convencional). É usualmente assumido que a variação na inclinação da LEC no plano *e:lnp* ' para elevadas tensões de confinamento se deve ao esmagamento dos grãos, como observado por Coop e Lee (1993), mas isto não é universal já que, por exemplo, para os resíduos de Stava e para os resultados disponíveis dos resíduos de ouro de Teofilândia, na Bahia, não foi identificada uma evolução granulométrica que explicasse essa diferença de comportamento para altas tensões de confinamento (análises adicionais estão em curso).

Em ambos os casos a LEC tende a curvar para uma assimptota horizontal para baixas tensões de confinamento. Assim, qualquer amostra que se encontre no seu estado inicial acima da assimptota apresenta um comportamento instável e uma consequente liquefação sob condições não drenadas, independentemente da tensão de confinamento inicial, pelo que a trajetória de tensões atinge p'=0. Para índices de vazios menores, a trajetória durante um carregamento não drenado leva a amostra para a parte curva da LEC, o solo sofre uma grande redução de p' e apresenta uma resistência de pico com uma pronunciada deformação por amolecimento.

Este tipo de comportamento é usualmente designado de liquefação, no entanto como o solo atinge um estado crítico estável, embora para uma tensão de confinamento média reduzida e consequentemente uma reduzida resistência, trata-se de uma proposição errónea. Afinal de contas, existem inúmeros solos que sofrem elevadas extensões por amolecimento, e não se pode concluir que sofreram liquefação. Para níveis de tensão elevados, onde a Linha dos Estados Críticos (LEC) e a Linha Normalmente Consolidada (LNC) tendem a ser paralelas, o comportamento não drenado tensãodeformação é induzido numa deformação por endurecimento ou por vezes numa deformação por amolecimento não pronunciada e não ocorre qualquer tipo de liquefação. Enquanto outros autores têm observado diferentes padrões no comportamento de solos diferentes (Yamamuro e Lade, 1998), a aproximação usual que distingue as classes comportamentais pelo estado no plano v (ou e):lnp'tem bons resultados enquanto se aplicar o parâmetro de estado relativamente à LEC curva para reduzidas e elevadas tensões de confinamento e não à clássica LEC linear, só expressa em termos de carregamentos drenados e não drenados para médias e altas tensões.

Sladen *et al.* (1985) repararam para diversas amostras com o mesmo índice de vazios inicial ensaiadas com diferentes condições de confinamento inicial, que o local correspondente à resistência de pico forma uma linha no espaço q-p', a qual designaram por "superficie de colapso", enquanto outros a designaram por "linha de instabilidade" (Lade e Pradel, 1990; Ishihara, 1993; Chu e Leong, 2002), tal como a representada na Figura 6. O posicionamento da linha de instabilidade foi igualmente investigado por Carrera *et al.* (2011), encontrando-se representado na Figura 7. No seu caso a instabilidade foi definida apenas pelo q_{max} das amostras que resultaram em liquefação e atingiram um p'=0. A partir da sua definição, os pontos de instabilidade apenas poderiam ser representados acima da assimptota horizontal da LEC no espaço *e:lnp*' (Figura 4). Os estados subsequentes à resistência de pico que não resultaram em liquefação, mas que apenas sofreram deformação por amolecimento, formam então o local que conjuntamente define a assimptota da LEC para reduzidas tensões de confinamento. A aproximação das tensões de pico à LEC no espaço *e:lnp*' significa, que no plano q:p', à medida que as tensões aumentam, ocorre uma diminuição da deformação por amolecimento e os estados correspondentes às resistências de pico são atingidos para um rácio de tensões mais elevado, mais próximo da LEC.

Torna-se imprescindível salientar que a deformação volumétrica para as resistências de pico é fundamental na perceção do fenómeno da liquefação. Tal como é bem conhecido, se a deformação volumétrica for de compressão no carregamento drenado, então no caso de o carregamento ser não drenado esta corresponderá a um aumento da pressão nos poros. Existe no entanto uma diferença



Fig. 6 – Comparação da superfície de colapso, linha de instabilidade ou linha de liquefação estática no "triggering" do fenómeno (Yang, 2002).



NOTA: e_c e p'_c são os índices de vazios e tensão efetiva de confinamento (da cedência de pico).

Fig. 7 – Amolecimento por deformação a partir das trajetórias de tensões e respetiva localização de q_{max} para os ensaios da areia limpa dos resíduos de lavagem de Stava (Carrera *et al.,* 2011).

entre as zonas onde o valor de q é denotado por um pico pouco claro, ainda distante da LEC, que resulta rapidamente em verdadeira liquefação, e outros picos que tendem a ser mais próximos da LEC, desenvolvendo uma maior deformação por amolecimento, mas bastante distinta da verdadeira liquefação. A liquefação estática, seja liquefação verdadeira ou uma elevada deformação por amolecimento, está associada a uma extrema redução da resistência de imbricamento de pico para o Estado Crítico. Estes picos têm sido relacionados com um hipotético colapso, correspondente ao rearranjo meta-estável das partículas, no entanto Jefferies e Been (2006) criticaram aqueles que apoiam a transição entre este comportamento e o comportamento estável conotado por uma deformação por endurecimento através da representação da superfície de colapso. Isto poderia estar associado com a "estrutura de colapso do solo" para uma resistência de pico, e a única diferença persiste na existência ou não de uma espécie de coesão capaz de intersetar a linha de instabilidade como ilustrado na Figura 6. É difícil de associar estas linhas a um significado físico, por isso como podem estas propriedades formar um modelo constitutivo para os solos? Como foi salientado por Jefferies e Been (2006), como pode o rácio entre as tensões mobilizadas no início da liquefação estática (η_L no colapso) ser bastante inferior ao rácio M correspondente ao estado crítico, mesmo

que não ocorra densificação da amostra (o que é o caso de carregamentos em condições não drenadas)? Será que o conceito de estrutura de colapso do solo pode estar errado e que outros mecanismos estão envolvidos?

Esta questão foi em primeira instância sugerida por Bishop (1971, 1973) a partir das suas investigações do comportamento do solo proveniente do escorregamento de Aberfan. No entanto, e como foi descrito por Jefferies e Been (2006), Bishop salientou igualmente que o ângulo de resistência ao corte mobilizado na liquefação não tinha qualquer significado físico. Foi o comportamento do solo e não uma propriedade do solo que conduziu à ruína descrita. Para provar que a liquefação não envolve colapso do rearranjo meta-estável das partículas, os autores descrevem um ensaio de liquefação em detalhe. O ensaio *G609* foi realizado na areia Erksak (Figura 8) em estado bastante solto (com um índice de vazios inicial de 0,8 e um parâmetro de estado correspondente de 0,068). Enquanto ocorre um decréscimo da resistência de 80%, a amostra não atinge verdadeira liquefação com as deformações atingidas. O rácio de tensões efetivas no "colapso" é de η_L =0,62. Jefferies e Been (2006) enfatizam que o excesso de pressão nos poros mobilizado com a deformação é gerado de uma forma suave durante a trajetória de tensões, e que não existe ponto de inflexão na resistência de pico que possa ser típico de um colapso associado ao rearranjo meta-estável das partículas do solo.

A Figura 8 demonstra igualmente que, tal como o excesso de pressão nos poros, o rácio da tensão de corte é suavemente mobilizado com a deformação e que o solo parece ser indiferente à "superfície de colapso". Não ocorreu uma mudança repentina no comportamento do solo ou colapso durante o corte. Ao invés disso, o estado fofo das amostras estabeleceu um limite no endurecimento durante o corte enquanto a deformação volumétrica plástica decorrente continuou a causar excessos de pressão nos poros. A liquefação do solo não é consignada consequentemente a uma questão de rearranjo meta-estável das partículas do solo (Jefferies e Been, 2006). Os autores descrevem uma análise complementar de um ensaio drenado do mesmo material mas num estado inicial ainda mais fofo. A análise do ensaio confirma de forma eloquente o argumento acima expresso: o ensaio drenado da areia não colapsa para o rácio da tensão de corte correspondente à "superfície de colapso", já que não ocorre uma mudança comportamental da areia. O comportamento drenado do solo é uma vez mais indiferente à "superfície de colapso", envolvendo "rearranjo meta-estável das partículas". Por isso se não há colapso do rearranjo meta-estável das partículas, então o que é este mecanismo?



Fig. 8 – Ensaio *G609* da areia de Erksak, ilustrando a natureza da "superfície de colapso" para η_L (adaptado de Jefferies e Been, 2006).

4 – O EFEITO DA GRANULOMETRIA DO SOLO NO FENÓMENO DA LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

Os dados representados na Figura 9, de Carrera *et al.* (2011), correspondem a ensaios sobre uma areia limpa sucessivamente acrescida de finos. Neste trabalho fez-se variar o conteúdo em finos por forma a examinar a sua influência no potencial à liquefação estática. Os autores descobriram que enquanto a proporção de silte tinha um reduzido efeito no ângulo de atrito a volume constante, isto é o ângulo no Estado Crítico, ϕ'_{cv} , à medida que o conteúdo em finos aumentava, a localização da LEC, logo o índice de vazios (*e*) correspondente ao ponto de liquefação no espaço *e* –log*p*', movia-se inicialmente neste plano de uma forma muito similar à observada por Thevanayagam *et al.* (2002) (representada na Figura 10). A LEC move-se inicialmente para baixo, e a partir do conteúdo em finos transicional, passa a mover-se para cima. No entanto, como é a assimptota horizontal da LEC que determina o índice de vazios para o qual a liquefação ocorre, a localização da LEC não é por si só um bom indicador já que é necessário comparar com o índice de vazios natural ou, pelo menos, com o intervalo de índice de vazios requerido para a liquefação dos resíduos de Stava é comparado com o intervalo que foi conseguido por distintos métodos de reconstituição de amostras.



Fig. 9 - Variação do potencial de liquefação estática com a variação do conteúdo em finos (Carrera et al., 2011).



Fig. 10 – A influência dos finos na localização da LEC da areia (Thevanayagam et al., 2002).

À semelhança do relatado por Lade e Yamamuro (1997), as compacidades iniciais aumentam e depois diminuem à medida que o conteúdo em finos aumenta, mas é a areia com silte, em vez da areia limpa, que é considerada mais suscetível ao fenómeno da liquefação, que por sua vez necessita de estar mais próxima do índice de vazios máximo para que a liquefação ocorra.

Lade *et al.* (2009) publicaram os resultados de 28 ensaios triaxiais de compressão realizados em amostras de areia com partículas finas com um conteúdo em finos de 0, 10, 20, 30, 50, 75 e 100%. Estes foram realizados com reduzidas tensões de confinamento para a avaliação do risco à liquefação de estratos localizados muito próximos da superfície, avaliando o efeito dos finos no índice de vazios, na compressibilidade e na ocorrência da liquefação estática. Os resultados encontram-se representa-dos na Figura 11(a), onde está bem claro que a presença de finos cria uma estrutura entre as partículas que é altamente compressível, aumentado a suscetibilidade à liquefação (resultados bastante similares aos apresentados por Yamamuro e Lade (1998) para a areia de Nevada). Adicionalmente, o conteúdo em finos altera igualmente o comportamento básico tensão-deformação e da variação de volume, o que deveria ser modelado de forma a prever a ocorrência de liquefação estática no terreno.



Fig. 11 – (a) Efeito da variação do conteúdo em finos e do índice de vazios na compressibilidade volumétrica, ensaios na areia fina de Ottawa e nos finos de Loch Raven (Lade *et al.*, 2009);
(b) Variação de inclinação das linhas de transformação de fase e de instabilidade (Lade *et al.*, 2009).

As condições que separam o comportamento estável da liquefação foram estudadas e alguns autores concluíram que a separação é bem definida por uma única propriedade, a compressibilidade volumétrica da areia siltosa, que é quase constante nesta separação através do diagrama do conteúdo em finos e índice de vazios (ou da densidade relativa, ou índice de compacidade, em termos mais atuais). Esta observação foi feita com base em ensaios triaxiais de compressão não drenados, onde a liquefação se encontra bem ditada pelo desenvolvimento do excesso de pressão nos poros. Os autores defendem que tem todo o sentido recorrer a uma modelação constitutiva para obter de forma mais estável uma indicação do potencial de liquefação dos depósitos de solo em ensaios *in situ* que permitam a determinação da compressibilidade vertical e horizontal. Ainda que reconheçam que a realização de ensaios da placa de carga em hélice (em profundidade) ou de ensaios pressiométricos seria preferível pela direta associação a uma solicitação de incremento de carga, uma alternativa mais simples será realizar ensaios *CPTu* complementados com a medição da velocidade das ondas sísmicas de corte sob polarização vertical e horizontal. Estas apresentam a vantagem de serem independentes do índice de vazios, dos índices de compacidade e, mais importante, da fábrica do solo (arranjo interparticular), cuja reprodução em laboratório é muito difícil.

É interessante observar o que acontece com as linhas de instabilidade e de transformação de fase. A primeira não é muito afetada pelo conteúdo em finos e varia geralmente num intervalo entre 12° e 16°. Por seu turno, a inclinação da linha de transformação de fase aumenta de 30° para 35° à medida que o conteúdo em finos aumenta de 0% para 100% (Figura 11(b)).

5 – LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

A avaliação da liquefação sob carregamento cíclico é convencionalmente realizada utilizando um suporte empírico que tem por base a significativa e diversificada experiência acumulada de casos históricos em que foi possível identificar claramente que este fenómeno se manifestou e onde havia registo de ensaios de caracterização *in situ*, como o *SPT*, o *CPT*, ou outros, que permitissem que os seus resultados se manifestassem indexáveis aos limites da ocorrência ou não dessa instabilidade. A maioria destes métodos de cariz empírico são baseados em ábacos experimentais de avaliação da suscetibilidade à liquefação com variáveis de *input* para o par "ação – resistência", como são os casos dos índices Razão Cíclica de Tensão (*Cyclic Stress Ratio*) vs. Resistência à Tensão Cíclica (*Cyclic Stress Resistance*), esta última expressa de diferentes formas, consoante o ensaio e respetivos parâmetros que podem ser indexáveis. De acordo com Jefferies e Shuttle (2011), este enquadramento empírico apresenta algumas inconsistências físicas à luz do conhecimento moderno do comportamento constitutivo do solo.

O processo é facilmente depreendido, mas pode ser de difícil modelação em laboratório, já que os códigos comummente utilizados não são adaptados a este tipo de fenómeno, e o desenvolvimento de tensões na liquefação pode ser de difícil modelação através de ensaios laboratoriais padrão. De facto, não sendo os ensaios triaxiais bem adaptados para simular as trajetórias induzidas por um sismo, o ensaio de corte simples apresenta-se com algumas vantagens, mas também tem as suas limitações, já que por não se poder medir facilmente a tensão horizontal, sofre do seu desconhecimento, o que se agrava pelo facto de normalmente se estabelecerem condições não uniformes do estado de tensão. Por seu turno, o ensaio com o cilindro oco *(hollow cylinder test)* é um excelente simulador apropriado às trajetórias de carregamento induzidas por um sismo, mas é complexo e difícil de realizar. Outros manifestamente mais ricos são os que usam modelação física, tal como o ensaio com centrifugadora, sendo, no entanto, ainda mais complexos e bastante dispendiosos. Com tais limitações experimentais, os engenheiros geotécnicos desenvolveram uma aproximação baseada em casos decorrentes da história destes eventos, em ábacos indicando a sua probabilidade de ocor-

de roturas ocorridas no passado (utilizando métodos de equilíbrio), permitindo a estimativa da resistência à liquefação (Jefferies e Shuttle, 2011). Na liquefação induzida por sismos, o movimento do solo é idealizado como uma propagação vertical de ondas sísmicas (de corte e de compressão) a partir da rocha-mãe. A tensão média de corte cíclica – a mais significativa - induzida pela propagação vertical das ondas, é estimada pela análise da resposta local através do registo do movimento do terreno, e esta tensão é então usualmente normalizada pela tensão de confinamento vertical inicial, permitindo a obtenção do designado *Cyclic Stress Ratio* (τ_{av}/σ_{v0}) como uma medida do carregamento imposto pelo sismo:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}'} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g}\right) r_d \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}\right)$$
(2)

onde τ_{av} é a tensão média de corte cíclica, α_{max} é a aceleração horizontal máxima, g a aceleração da gravidade, σ_{v0} e σ'_{v0} as tensões verticais total e efetiva, respetivamente, e r_d o fator de redução das tensões que por seu turno depende da profundidade do estrato de solo, tendo em conta a flexibilidade do perfil.

Assim, as condições de liquefação e de não liquefação têm vindo a ser analisadas durante os últimos 50 anos, permitindo a obtenção de ábacos simplificados de avaliação da suscetibilidade à liquefação, tais como aqueles baseados nos resultados dos ensaios *SPT* (Idriss e Boulanger, 2004). Contudo, existem inúmeras limitações para este tipo de aproximações nos casos históricos. Por exemplo, a resistência à penetração dinâmica, SPT, depende de diversas propriedades do solo, nomeadamente da compressibilidade, que é, como já se referiu atrás, um fator decisivo que explica o fenómeno. No entanto e para um determinado valor específico da resistência normalizada ($(N_i)_{60}$) nesses ábacos, a única diferença da posição da fronteira entre as condições suscetíveis à liquefação e as não suscetíveis é atribuída ao conteúdo em finos (Youd *et al.*, 2001). A verdade é que, apesar dos solos finos tenderem a ser mais compressíveis que as areias limpas, o conteúdo em finos é pobremente relacionado com a compressibilidade que afeta a resistência à penetração. Similarmente, outras propriedades que afetam marcadamente a resistência à penetração, tais como o módulo distorcional elástico ou dinâmico, G_0 (como o deduzido dos ensaios com ondas sísmicas de corte) e o ângulo de atrito, não são admitidos como fatores de avaliação da suscetibilidade (Jefferies e Shuttle, 2011).

Consequentemente, é concebível que os ábacos empíricos desenvolvidos por diversos grupos de investigadores sejam insuficientes para a avaliação da suscetibilidade à liquefação. De facto, ao relacionar o *CSR* com o *CRR (Cyclic Resistance Ratio),* sendo o último baseado na resistência à penetração $[(N_I)_{60}, q_{cl}]$, ou na rigidez elástica (V_{sl}) , ambas normalizadas do estado de tensão efetiva instalado, a fronteira entre os solos suscetíveis e não suscetíveis à liquefação pode ser bem definida, com uma variação suave e monotónica das areias limpas (com *CF*<30%) para materiais com um elevado conteúdo em finos (o limite dos materiais menos sensíveis seria o daqueles com CF=35% - exemplo demonstrado na Figura 12).

Isto ignora o facto de alguns dos materiais mais finos poderem inverter a tendência usual da diminuição do risco da liquefação com o aumento do conteúdo em finos. Tem vindo a ser demonstrado que a presença de finos não-plásticos aumenta a suscetibilidade à liquefação das areias (Lade e Yamamuro, 1997).



Fig. 12 – A correlação *CRR-V_{s1}* proposta por Andrus e Stokoe (2000) e para outras areias (Baxter *et al.*, 2008; reproduzido de Huang e Chang, 2011).

6 – A LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DA MECÂNICA APLICADA

A partir da discussão feita acima pode-se concluir facilmente que a densidade ou, como se designa atualmente, a compacidade, não é propriamente uma propriedade que controla em boa medida algumas vertentes do comportamento mecânico, tal como o desenvolvimento da mobilidade cíclica ou da liquefação por fluxo. Um modelo capaz de explicar a razão do comportamento mecânico associado a uma determinada compacidade deve distinguir a descrição do solo em termos de propriedades intrínsecas que não variam com o estado ou a compacidade (tal como o ângulo de atrito crítico) e a que identifica o estado do solo (como o índice de vazios corrente e/ou a compacidade). O termo "mecânica aplicada" foi adotado no presente texto, tal como utilizado por Jefferies e Shuttle (2011), para indicar uma aproximação a uma abordagem não empírica, de uma forma apropriada, do comportamento constitutivo.

A possibilidade de obtenção de um modelo baseado na mecânica aplicada iria permitir uma generalização para uma gama mais ampla de condições do que aquelas que têm enquadrado a construção dos ábacos empíricos. Tal como foi salientado por Jefferies e Shuttle (2011), os dados de casos de obra não devem ser desprezados, mas sim utilizados de forma a determinar os efeitos das incertezas associadas a modelos determinísticos, calibrando-os para se chegar a uma idealização mecânica que responda à realidade prática dos trabalhos envolvidos pelo projeto e pela prática em engenharia civil. A liquefação é um comportamento constitutivo regido pelas leis da física e que pode ser matematicamente modelado. O ponto de partida do conhecimento, baseado no comportamento mecânico, é um modelo constitutivo apropriado no qual a compressibilidade se constitui no fator chave.

Na Figura 13 encontram-se representados os resultados de uma série de ensaios cíclicos realizados por Qadimi e Coop (2007) que tentaram relacionar a geração da pressão nos poros do solo submetido a um carregamento cíclico diretamente com o estado no plano *e:lnp*'. Uma areia carbonatada foi carregada isotropicamente para estados correspondentes à sua Linha Normalmente Consolidada (LNC) por um lado, e noutros mais ou menos afastados daquela. O carregamento cíclico foi realizado sobre o eixo isotrópico com o valor de 20% da variação da tensão distorcional cíclica em relação à tensão média efetiva inicial ($\Delta q/p'_{ini}=0,2$). Quando normalizada pelo p' inicial a resposta da pressão nos poros é única para cada linha. No entanto, quando o solo parte da LNC sendo posteriormente descarregado, a pressão nos poros é muito menor do que a gerada nas outras amostras que partiram de um primeiro carregamento isotrópico, enfatizando a importância da sobreconsolidação na resistência à liquefação.



Fig. 13 – Análise da variação da pressão nos poros sob carregamento cíclico para uma areia em distintos parâmetros de estado (Qadimi e Coop, 2007).

Enquanto este tipo de enquadramento funciona bem para elevadas tensões de confinamento, onde a LEC e a LNC são paralelas, ainda não é claro como pode ser aplicado para baixas tensões de confinamento, onde a LEC se vai achatando aproximando-se de uma assimptota horizontal, sobre a qual é necessário debruçar a investigação. Esta metodologia de abordagem foi apenas aplicada a ensaios que partiram de condições isotrópicas e sobre condições de carregamento axissimétricas. Enquanto isso, para uma análise mais geral, é necessário regressar ao conceito base de *Cyclic Resistance Ratio*, expresso por:

$$CRR = CRR_{15} \times K_M \times K_\sigma \times K_\alpha \tag{3}$$

onde o CRR_{15} expressa convencionalmente a condição limite de 15 ciclos de ação (associado a 15 segundos de vibração de um sismo de 7,5 de magnitude) e K_M , K_o , K_a são fatores corretivos que têm em conta a magnitude do sismo, o nível de tensão, e a tensão de corte pré-existente no plano horizontal, respetivamente.

Estes fatores permanecem alvos de muita discussão não existindo na atualidade consenso por parte da comunidade científica sobre os seus valores e aplicabilidade. Por exemplo, o fator K_{α} , depende do rácio entre tensões iniciais (α), que é o quociente entre a tensão de corte estática τ_s e a tensão normal efetiva. De acordo com dados publicados recentemente (Yang e Sze, 2011), a presença de uma tensão de desvio inicial beneficia a resistência à liquefação de areias soltas para reduzidos valores de α , e torna-se desprezável (ou mesmo, desfavorável) para maiores valores de α . A inversão parece ser dependente da compacidade inicial relativa e da tensão de confinamento. Porém, e à luz da Mecânica dos Estados Críticos, os autores apresentaram uma boa relação entre α e o parâmetro de estado que por seu turno tem em conta simultaneamente o índice de compacidade e o nível médio de tensão.

Estas correções podem vir a dominar num modelo geral constitutivo. Um exemplo é o modelo *NorSand* (Jefferies, 1993), que incorpora trabalho de endurecimento plástico e que é aplicado a areias que variam entre estados soltos e densos. Este modelo assegura uma transição suave entre a mobilidade cíclica e a liquefação estática generalizada para grandes deformações. A calibração deste modelo pode ser realizada a partir de um conjunto de ensaios laboratoriais convencionais, fisicamente sustentados, o que se torna uma das suas vantagens chave (Jefferies e Shuttle, 2002). O índice de vazios crítico varia com o nível de tensão, e esta variação com a tensão média efetiva (p') é expressa pela posição relativa à LEC, sendo esta bem definida a partir do recurso a um mais ou menos detalhado programa de ensaios:

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln p' \tag{4}$$

A referência à LEC tem a grande vantagem de esta representar um estado com deformações bastante elevadas, que são assumidamente independentes da fábrica inicial do solo. A LEC pode ser assim determinada com amostras de solos reconstituídas laboratorialmente. No entanto, e como será discutido mais à frente, existe uma evidência cada vez maior de que a fábrica inicial do solo pode persistir de facto para elevadas deformações, até mesmo no ponto onde a tensão e o volume são aparentemente constantes. Isto significa que a fábrica pode afetar aparentemente a LEC determinada a partir de ensaios triaxiais, por isso, o recurso a amostras reconstituídas pode não ser apropriado para todos os solos não coesivos. Para este tipo de solos o método de preparação usado para a reconstituição das amostras pode afetar a LEC devido às diferenças no rearranjo das partículas (fábrica).

Chang et al. (2011) compararam os resultados de ensaios em amostras de resíduo de ouro intactas com outras reconstituídas por compactação húmida (moist tamping) ou deposição em lama (slurry deposition). Concluíram que os métodos de reconstituição laboratorial são incapazes de reproduzir a fábrica e o comportamento total de amostras não perturbadas, apesar do método de *slurry deposition* se afigurar ser melhor do que o de *moist tamping* para esse fim. Se, para grandes deformações, estas amostras atingem um único ângulo de atrito crítico, tal não acontece em termos de trajetória de tensão-deformação, sendo as linhas de instabilidade distintas, com o valor de pico e o ponto de inversão do comportamento (contráctil-dilatante com amolecimento ou endurecimento) atingido para diferentes níveis de tensão. Por essa razão, a LEC, em termos de compressibilidade (relação v (ou e) – log p'), não é única e depende da fábrica do solo. Este efeito substancial da fábrica do solo no comportamento mecânico foi previamente identificado por Tatsuoka et al. (1986) através da análise de resultados de ensaios em hollow cylinder e em ensaios triaxiais cíclicos de areias do Japão. Wood et al. (1998) e Yamamuro et al. (1998) apresentaram um estudo convergente que investigou o efeito do método de preparação (moldagem) na estrutura microscópica dos grãos relacionando-o com a compressibilidade. Este conhecimento estabelece uma importante ligação entre as areias siltosas in situ e os provetes ensaiados laboratorialmente, permitindo a determinação do método de reconstituição mais apropriado.

O modelo que é adaptado ao comportamento com elevadas deformações deve ser não-associado. O modelo *NorSand* relaciona a superfície elástica com o parâmetro de estado. Existe uma relação direta entre o ângulo de resistência ao corte de pico (ϕ_p '), o ângulo de atrito crítico (ϕ_{cv} ') e o parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985):

$$\phi'_{p} = \phi'_{cv} - 0.46\psi \tag{5}$$

Reconhecendo que o parâmetro de estado é uma propriedade do solo, ele pode ser determinado em ensaios triaxiais de compressão drenados em amostras intactas, ou derivado de ensaios *in situ*, como o *seismic cross-hole test (CH)* ou o ensaio *CPT*. Robertson (2009) apresentou uma descrição detalhada de uma abordagem unificada para a interpretação dos ensaios *CPT*. Em 2010, o mesmo autor (Robertson, 2010) apresentou uma forma simplificada de estimativa do parâmetro de estado *in situ* para um grande gama de solos granulares a partir dos dados fornecidos pelo ensaio *CPT*, tendo por base o trabalho original de Robertson e Wride (1998):

$$\psi = 0,485 - 0,314 \log Q_{in,cs} \tag{6}$$

onde $Q_{m, cs}$ é o valor equivalente da resistência de cone normalizada para areias siltosas:

$$Q_{m,cs} = K_c Q_m \tag{7}$$

$$Q_m = \left(\frac{q_t - \sigma_v}{p_a}\right) \left(\frac{p_a}{\sigma_{v0}'}\right)^m \tag{8}$$

 K_c é o fator corretivo que é função das características dos grãos, combinando a influência do conteúdo em finos, da mineralogia e da plasticidade, p_a a pressão atmosférica e *n* um expoente que varia com o parâmetro que reflete o "Tipo de Comportamento do Solo" (I_c), que, por sua vez, pode ser definido pelos parâmetros normalizados do ensaio *CPT* (detalhes em Viana da Fonseca, 2012):

$$n = 0.381I_c + 0.05\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15$$
(9)

7 – ENSAIOS LABORATORIAIS PARA O ESTUDO DA LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

O comportamento cíclico dos solos segue os mesmos padrões de resistência e de dilatância, que se relacionam diretamente com o parâmetro de estado, ψ , através de relações análogas à equação (5) e que são similares aos conceitos envolvidos nos ábacos de análise da suscetibilidade à liquefação.

Independentemente da representatividade das metodologias de reconstituição laboratorial, as limitações dos ensaios laboratoriais correntes para estabelecimento de um modelo geral estão associadas com o facto de a caracterização através do *CSR* implicar um plano horizontal que controle a resposta do solo em ensaios laboratoriais elementares. Contudo, os aparelhos correntes que trabalham sob tensões principais invariantes, como as células triaxiais, não têm controlo direto de forças tangenciais em planos horizontais, em consonância com as ações transversais das ondas sísmicas que se propagam ao longo dos terrenos. O *CSR* apresenta uma outra desvantagem que está associada ao facto de encobrir a mudança periódica da direção principal das tensões correntes, fundamental ao nível da resposta micromecânica do solo, ou seja ao nível dos contactos intergranulares (Jefferies e Shuttle, 2011).

A propagação das ondas de corte num sismo impõe uma tensão de corte nos planos horizontais, de tal forma que σ_v deixa de ser uma tensão principal, permanecendo constante sob condições pré-estabelecidas de K_0 . Assim, a relação entre a tensão de corte no plano horizontal τ_h e o ângulo α é dada por:

$$tan(2\alpha) = \frac{2\tau_h}{(\sigma'_{\nu 0} - \sigma'_{h 0})} = \frac{2\tau_h/(\sigma'_{\nu 0})}{\left[1 - (\sigma'_{h 0}/\sigma'_{\nu 0})\right]}$$
(10)

e substituindo $\tau_h/\sigma'_{\nu 0}$ por *CSR* obtém-se:

$$\tan(2\alpha) = \frac{2CSR}{1 - K_0} \tag{11}$$

Tendo em conta a importância da rotação das tensões principais no controlo do comportamento do solo (Yoshimine *et al.*, 1998), os aparelhos de ensaios deveriam contemplar este fator determinante. Tal preocupação não é nova na investigação em geotecnia, sendo um exemplo disso a Célula de Corte Direcional *(Directional Shear Cell,* Figura 14), desenvolvida por Arthur *et al.* (1981), que consiste num aparelho de corte simples onde todas as tensões principais são medidas, controlando a rotação das tensões principais e a deformação plástica associada. Estes estudos provaram fundamentadamente que quanto maior a rotação das tensões, maiores os danos.



Fig. 14 – Célula de corte direcional e pormenor dos anéis de cintagem (Arthur et al., 1981).

8 – MODELAÇÃO DE MATERIAIS SUSCETÍVEIS À LIQUEFAÇÃO

Um modelo constitutivo que procura reproduzir o desenvolvimento de liquefação em materiais granulares deverá debruçar-se sobre a Teoria dos Estados Críticos e a rotação das tensões principais. O objetivo será prever o espectro de respostas comportamentais causadas pelas mudanças no índice de vazios e na tensão de confinamento do solo. O modelo *NorSand*, descrito por Jefferies e Been (2006), sendo um modelo baseado no parâmetro de estado, tem base na Teoria dos Estados Críticos, e de acordo com os autores é focado no comportamento do solo em vez de tentar encontrar um modelo que se adeque aos dados experimentais (uma vantagem óbvia, tendo em conta os vários fatores e variáveis que caracterizam este fenómeno). Neste tipo de modelo, ao simular-se o comportamento do solo sob trajetórias de tensões arbitrárias, após a calibração das suas poucas variáveis para o solo em causa, aquelas movem-se para a LEC quando em corte induzido por deformação.

O modelo assume algumas simplificações tais como a singularidade de uma LEC linear, impondo alguns pressupostos, no entanto não considera a condição de transição de fase com o "pseudo"estado permanente ou com o estado crítico. Uma idealização chave introduzida consiste na adoção de um número infinito de LNC que são definidoras de um índice do estado do solo (por sua vez de ψ). Consequentemente, encontra-se bem adaptado para areias quartzosas para reduzidas tensões de confinamento, mas não reproduz a realidade da LNC não ser única para elevadas tensões de confinamento, como é o caso de areias com grãos com menor resistência (calcárias, por exemplo).

Jefferies e Shuttle (2011) enfatizam o facto deste modelo ser distinto dos modelos plásticos correntes, ainda que bastante completos, pois permite a rotação das tensões principais, considerando consequentemente características específicas de uma fábrica microscópica, isto é, dos arranjos granulares. De facto, considerando o facto de os grãos tenderem a alinhar sob a direção da tensão principal, qualquer rotação das tensões principais resulta na aplicação da força no rearranjo ótimo interparticular. Isto implica um encolhimento da superfície elástica - amolecimento (Figura 15) -, que no modelo é considerado por meio de uma proporcionalidade direta da rotação das tensões principais, sendo o coeficiente uma constante material.



Fig. 15 – Amolecimento da superfície elástica induzido pela rotação das tensões principais (modelo *NorSand*, Jefferies e Shuttle, 2011).

Modelos como o *NorSand* são propícios a tornarem-se populares por serem simples e baseados num número reduzido de parâmetros (Jefferies e Shuttle, 2011). Neste caso específico existem 8 parâmetros adimensionais: três (M_{ic} , Γ , λ) que definem o Estado Crítico; dois associados ao endurecimento plástico, um, χ , determinando a influência do parâmetro de estado na dilatância máxima e outro, H, que é o módulo de endurecimento plástico; dois que definem as propriedades elásticas, I_r (G_0/q_u) e v. A última propriedade, uma característica única deste modelo, é o parâmetro Z, que é o coeficiente que descreve o amolecimento da superfície elástica causado pela rotação das tensões principais. Os autores salientaram ainda o facto de, ao invés do modelo *CamClay* onde a LNC e a LEC são paralelas, tornando o parâmetro λ uma medida geral de compressibilidade, ao dissociar a LNC da LEC, λ deixa de estar relacionado com a compressibilidade do solo, passando esta a ser representada pelo módulo de endurecimento. Estes são, contudo, relacionados de uma forma bastante simples:

$$H = \alpha \left(\frac{1+e}{\lambda - \kappa}\right) \tag{12}$$

onde a proporcionalidade, expressa pelo fator α , depende do parâmetro de estado e da fábrica do solo (Jefferies e Shuttle, 2005), facilmente desenvolvida numericamente.

Os ensaios laboratoriais necessários para obter estas propriedades materiais são ensaios bastante comuns, como os ensaios triaxiais drenados, com *bender elements* para medir as propriedades elásticas, e com instrumentação local para medir com precisão a variação de volume, e consequentemente os parâmetros do estado crítico, da dilatância, e os pontos de cedência para uma boa avaliação do endurecimento, já que o amolecimento está associado aos ensaios não drenados com aparelhos de corte cíclico simples e sendo calibrado com dilatância (Jefferies e Shuttle, 2011). Sendo o *CRR* dependente simultaneamente das propriedades do solo e do parâmetro de estado, é por seu turno fortemente influenciado pela capacidade de avaliar com precisão o estado *in situ*. Assim, sendo as areias e os siltes solos de interesse na problemática da liquefação, de difícil amostragem, os melhores ensaios *in situ* deviam ser utilizados para determinar ψ . Aqui o ensaio com o piezocone *(CPTu)* é preferido já que se encontra bem calibrado, tal como foi enunciado por diversos trabalhos recentes (Shuttle e Cunning, 2007; Robertson, 2009, 2010), enquanto as medições sísmicas permitem a determinação da rigidez do solo (I_r). Torna-se óbvio que o ensaio *CPT* (com as suas duas vertentes de evolução, o *CPTu* e o *SCPTu*) apresenta características especiais: elevada precisão, multiparamétrico, não muito dispendioso e, em acréscimo, a possibilidade de envolver um cone sísmico.

9 – NATUREZA DA MOBILIDADE CÍCLICA

A natureza da mobilidade cíclica encontra-se ilustrada pela Figura 16, correspondente a um resultado de ensaios de corte simples cíclico realizado na areia do rio *Fraser* (Jefferies e Shuttle, 2011), conjuntamente com modelações numéricas realizadas através do modelo *NorSand*. A amostra é densa (compacta) relativamente à LEC, o que implica que inicialmente se desenvolve dilatância positiva até à rotura, passando posteriormente o comportamento a ser dominado pelo amolecimento da superfície de plastificação, decorrendo compressão volumétrica significativa, devido à rotação das tensões principais (nos termos esquematizados na Figura 15). A dilatância necessária para manter a estabilidade depende da ação *(CSR)*, o que implica um balanço entre aquela e o amolecimento, nunca dissociado da rigidez distorcional.

Se o solo se situa no lado seco da LEC, com valores negativos de ψ , para muito baixos valores de *CSR*, onde o pico da tensão de corte é menor do que a resistência no estado crítico de um mesmo solo solto, o comportamento é manifestamente elástico. Contudo, se a mobilidade cíclica ocorre geralmente apenas nos solos com estados do lado seco da LEC, o primeiro passo é determinar se o solo em causa tem um parâmetro de estado negativo. É de interesse salientar que esta verificação pode ser bem fundamentada se se recorrer a ensaios com cone-penetrómetro estático, complementados com medição de ondas sísmicas de corte ($CPT+V_s$). Estas determinações são particularmente interessantes pois além de terem um bom desempenho nos solos mais suscetíveis à liquefação, desde siltes típicos (como os das barragens de rejeito) às areias siltosas do Holocénico ou areias limpas dos aterros hidráulicos, como é o caso das barragens de rejeitos (Jefferies e Shuttle, 2011), têm a vantagem de associar parâmetros de rigidez inicial, G_0 (função do V_s) tão sensíveis ao efeito de sobreconsonsolidação, "idade geológica" (*ageing*) ou cimentações naturais ou antrópicas, e de resistência, q_c , este último mais sensível ao índice de compacidade ou densidade relativa (Robertson e Wride, 1998; Moss *et al.*, 2006 a,b; Robertson, 2009, 2010; Leon *et al.*, 2006; Schneider e Moss, 2011).

A liquefação cíclica é um problema de instabilidade que é associado inequivocamente à força – ação e sua relação com a resistência última. No entanto, é a deformação que comanda o fenómeno, tal como é claro pelo comportamento ilustrado na Figura 16. O solo amolece à medida que o carregamento cíclico tem maior amplitude capaz de gerar trabalho plástico suficiente para o conduzir ao colapso (a deformação depende da amplitude da força e da duração do ciclo).

As grandes deformações sísmicas são consequentemente associadas ao amolecimento cíclico, mas o potencial de disparo (de espoletar) do fenómeno de liquefação pode ser dissociado da mobi-



Fig. 16 - Ensaio de corte simples cíclico na areia do rio Fraser (Jefferies e Shuttle, 2011).

lidade cíclica. Bray e Sancio (2006) observaram que isso é especialmente evidente quando se passa de solos com reduzida plasticidade (índice de plasticidade $I_P < 12\%$) e teor em água bem inferior ao limite de liquidez ($w < 85\%w_L$) para solos mais plásticos ($12 < I_P < 18\%$ e $w > 0,8w_L$). Boulanger e Idriss (2006) recomendaram que argilas e siltes com $I_P > 7\%$ deveriam ser avaliadas recorrendo a procedimentos de amolecimento cíclico, enquanto siltes e argilas com I_P inferiores deveriam ser considerados como materiais com comportamentos equivalentes às areias. Para estes autores, tal como salientado por Boulanger e Idriss (2006, 2008), a distinção dos termos da análise diferenciada deveria ser sempre considerada, para decisão substanciada sobre a necessidade ou não do recurso a ensaios laboratoriais complementares. Estes deveriam ser realizados caso houvesse alguma dúvida sobre se as condições de carregamento cíclico se aproximariam ou excederiam a resistência a este fenómeno dos solos.

Bray e Sancio (2008) corroboraram esta ideia afirmando que ensaios *in situ*, ensaios em laboratório e amostragem podem ser usados fidedignamente para avaliar a suscetibilidade à liquefação, a resistência e a resposta de solos finos. A utilização dos ensaios *SPT*, *CPT* e sísmicos (para determinação de V_s , e, consequentemente, de G_0) nos ábacos de liquefação para os solos finos pode parecer conservativa. No entanto, esta subavaliação do seu potencial pode estar associada a uma incorreta interpretação, já que se pode estar a confundir diferentes tipos de instabilidade. Com todos os cuidados necessários na amostragem e/ou na preparação das amostras, assim como na consideração da forma como o equipamento pode reproduzir as ações reais, os resultados podem ser antecipados, através da sua modelação, quer no caso de rotura total, quer no caso de deformação por amolecimento.

É interessante observar que as discussões mais vivas no presente entre distintos grupos de investigação nesta área sobre este assunto, têm base no próprio conceito de rotura por liquefação:

para uns, esta é fundamentalmente associada ao conceito de geração de excessos de pressões neutras que anulam os estados de tensões efetivas, enquanto que, para outros, os limites da liquefação estão associados a níveis específicos de deformação, ambos para um número pré-definido de ciclos e para determinadas ações (CSR) e magnitudes sísmicas (M). A Figura 17 mostra os limites de deformação por corte tal como foram definidos por Seed *et al.* (1984), conjuntamente com outras propostas, evidenciando uma vez mais a importância de associar a instabilidade a um nível específico de compressibilidade.



NOTA: o valor do N_{SPT} é normalizado em relação ao estado de tensão efetiva e à percentagem de finos.

Fig. 17 – Correlações do disparo da liquefação de amostras intactas: Idriss e Boulanger (2004, 2008), Seed *et al.* (1984), Tokimatsu e Yoshimi (1983) e Yoshimi *et al.* (1994) – adapt. de Boulanger e Idriss (2011).

10 - A IMPORTÂNCIA DA RESSATURAÇÃO NA AVALIAÇÃO DO RISCO DE LIQUEFAÇÃO

Deve-se salientar a importância da necessidade de garantir uma saturação completa dos provetes dos solos a caracterizar em laboratório em termos de mobilidade cíclica e/ou da liquefação. Este problema de subestimar o risco, por falta da completa saturação, foi salientado por diversos autores. Sherif *et al.* (1977), Chaney (1978) e Yoshimi *et al.* (1989) revelaram que as interpretações, à luz dos registos históricos, de resultados dos ensaios laboratoriais na avaliação da resistência à liquefação das areias, dependem fortemente do grau de saturação conseguido nas amostras ensaiadas, usualmente verificada pelo parâmetro de pressões neutras, *B*, de Skempton (1954), mas que nem sempre reflete suficiente garantia da mesma. Vários trabalhos comprovaram que, para um valor específico de *CSR*, o número de ciclos necessário para desencadear a liquefação cresce muito com a diminuição do valor de *B* (Yang e Sato, 1998, 2001; Ishihara *et al.*, 2001; Yang, 2002; Vieira Faria *et al.*, 2006).

A utilização do valor de *B* para avaliar o grau de saturação *in situ* é por vezes difícil, e muito influenciado por erros. Contudo, reconhece-se que a velocidade das ondas de compressão (velocidade das ondas P), V_P , medidas em profundidade em campo revela de forma clara a presença do nível freático e, assim mesmo, da linha de saturação. A eficiência do recurso a V_P na identificação das zonas parcialmente saturadas foi demonstrada através da realização de um conjunto de ensaios sísmicos entre furos em maciços sedimentares (Yang e Sato, 2001) e numa zona constituída por solos residuais do granito altamente heterogéneos, através do recurso a técnicas geofísicas (Viana da Fonseca *et al.*, 2006).

Existem propostas que tentam indexar a resistência à liquefação de uma areia específica e o seu V_P de forma a permitir uma interpretação mais significativa. Como exemplo, Yang (2002) propôs uma função empírica entre a resistência à liquefação e o valor de *B* baseado em dados de ensaios cíclicos. Existe uma relação teórica entre o valor de *B* e de V_P , tal como a baseada na teoria de Biot para solos não saturados, considerando a diminuição do módulo de compressibilidade à medida que aumentam as bolhas de ar (Kokusho, 2000). Este autor apresenta ábacos úteis que correlacionam o valor de *B* com V_P ou com o valor deduzido do coeficiente de Poisson, v. Yang (2002) apresenta alguns destes ábacos, nomeadamente para a areia Toyoura (Figura 18).

Uma vez que os valores de V_P demonstram uma variação claramente elevada quando o valor de *B* varia entre 1,0 e 0,8, evidencia-se que este parâmetro é um bom índice para bem distinguir a "quasi-" da plena saturação. Assim para velocidades de cerca de 90% da V_P da água, deve ser esperado um valor de B superior ou igual a 0,95.



Fig. 18 – Relação ente V_p e *B*: areia de Toyoura com $I_p = 60\%$ (Yang, 2002).

11 – A INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA DO SOLO E DA QUEBRA DE PARTÍCULAS

Tal como foi discutido previamente, existe um trabalho considerável no estudo do efeito da granulometria do solo no comportamento mecânico dos solos, particularmente em condições não drenadas, e, especialmente, na vertente dos eventos associados a risco de liquefação. Várias tentativas têm vindo a ser feitas para integrar a variabilidade de fatores de comportamento através da definição de um esqueleto sólido de granulometria diversificada ou de índices de vazios intergranulares, e_{sk} (Mitchell, 1976; Chu e Leong, 2002):

$$e_{sk} = \frac{e + (CF/100)}{1 - (CF/100)} \tag{13}$$

Na sua forma mais simples, os finos têm vindo a ser tratados como materiais inertes que não afetam o arranjo ou comportamento da fração mais grossa, tal como na equação (13), uma aproximação que apenas pode ser realmente adotada abaixo de um teor em finos de transição, já que para um conteúdo superior os finos passam a desempenhar um papel mais ativo nas interações entre partículas.

Thevanayagam e Mohan (2000) utilizaram esta aproximação de forma a normalizar a LEC no espaço *e:lnp*', para que as várias misturas com diferentes conteúdos em finos, para tensões elevadas pudessem definir apenas uma linha. Contudo, os dados divergiram para baixas tensões de confinamento (Figura 19).

Thevanayagam *et al.* (2002) tentaram definir um índice de vazios equivalente no qual o papel desempenhado pelos finos varia com a sua natureza e plasticidade através de um parâmetro (*b*):

$$e_{sk,eq} = \frac{e + (1 - b)(CF/100)}{1 - (1 - b)(CF/100)}$$
(14)

O efeito da graduação de um solo tem-se apresentado recentemente como relevante para estudos de sensibilidade à liquefação, devido ao efeito da quebra de partículas nas areias. Coop *et al.* (2004) investigaram o efeito do corte para deformações elevadas em areia carbonatada utilizando um equipamento de corte direto anelar *(Ring Shear Tests)*. Concluíram que a quebra de partículas não se limitava a deformações típicas de ensaios triaxiais mas continuava até valores muito mais altos (Figura 20), sendo que a deformação volumétrica apenas estabilizaria quando esta quebra parasse, não afetando no entanto o ângulo de atrito a volume constante.

Aqui a quebra de partículas é quantificada como quebra relativa, tal como definido por Hardin (1985), sendo definida por translação da curva granulométrica. A distribuição granulométrica final é do tipo fractal para níveis de tensão ainda mais elevados, tal como McDowell e Bolton (1998) observaram em compressão isotrópica, sendo que, no entanto, o momento final de quebra não era constante, mas variava com o nível de tensão. Coop *et al.* (2004) salientaram que o efeito desta quebra de partículas na variação de volume para elevadas tensões de confinamento era reduzido e que uma abordagem à luz da Teoria dos Estados Críticos (TEC) seria suficientemente adequada para a maior parte das aplicações. Contudo, onde existem elevadas deformações concentradas, como ao longo do fuste de uma estaca cravada, este comportamento de quebra gradual domina e condiciona fortemente o comportamento. Tal pode contribuir significativamente para a fadiga em deslizamento por fricção observada ao longo das estacas embutidas em areias.

Perante o efeito que a mudança da distribuição granulométrica induz na LEC, Muir Wood (2008) propôs que, se o efeito de quebra continuasse, a LEC não se manteria estacionária mas mover-se-ia para baixo no plano *e:lnp*' (Figura 21).

Muir Wood definiu um novo parâmetro para quantificar a quebra de partículas, o índice de estado da granulometria, I_g , que varia de 0 caso não exista quebra de partículas, até 1 para o esma-

gamento completo das partículas, como o observado no ensaio do corte direto anelar (*Ring Shear*). Existe portanto uma família de linhas de estados críticos (LEC) para cada I_g e a única LEC observada por muitos (Coop e Lee, 1993) é simplesmente o lugar geométrico final de uma família de linhas que evoluem com um crescente grau de quebra de partículas à medida que o nível de tensão aumenta. O suporte desta ideia assenta nas observações em microscopia eletrónica de partículas de areia que evoluíram granulometricamente. Assim, Cheng *et al.* (2005) provaram que ao carregar uma amostra até elevadas tensões de confinamento obtém-se quebra de partículas e que, ao descarregar-se, a LEC mover-se-á para cima no plano *e:lnp*'.

A observação deste fenómeno conduziu a ulteriores investigações sobre os efeitos da quebra de partículas na localização da LEC por Bandini e Coop (2011) utilizando a mesma areia carbonatada de *Dog's Bay* testada por Coop (1990) e por Coop *et al.* (2004). As amostras foram submetidas



Fig. 19 – Índice de vazios do esqueleto sólido para a definição de uma única LEC para solos mistos (Thevanayagam e Mohan, 2000).



Fig. 20 –Desenvolvimento da quebra de partículas para a areia carbonatada obtido para os ensaios num anel de corte (modificado de Coop *et al.,* 2004).



Fig. 21 – Evolução da LEC com o índice de estado da granulometria, I_G (adaptado de Muir Wood, 2008).

a elevados níveis de tensão e submetidas ao corte de forma a criar alguma quebra das partículas. Estas foram posteriormente descarregadas a níveis de tensão mais reduzidos e submetidas novamente ao corte de forma a perceber se os finos criados tinham alguma influência na localização da LEC. Na Figura 22, três LEC distintas foram identificadas devidas à quebra de partículas. No entanto, o movimento da LEC é aparentemente reduzido para quebras significativas de partículas, pelo que Bandini e Coop (2011) salientaram que um modelo convencional do Estado Crítico com uma LEC estacionária seria adequado para a maioria das aplicações, já que o mais importante é a graduação inicial do solo e não a graduação corrente. Foi igualmente descoberto que apenas se o solo fosse reconstituído é que a LEC sofreria uma mudança substancial após a quebra. Isto ocorre devido ao facto da fábrica ser relativamente robusta em solos naturais, não se notando a influência das partículas mais finas geradas no carregamento simples ou na descarga. Apenas em formas muito agressivas como o corte através do recurso a anéis de corte direto é que seria provocado um efeito de mudança na granulometria capaz de alterar o comportamento do solo. Tal como Nougier-Lehon et al. (2005), Bandini e Coop (2011) observaram, através da análise microscópica, que um volume e um estado de tensão aparentemente constantes podem ser atingidos muito antes da fábrica ter atingido um estado constante, que é independente da fábrica inicial. Muitas das recentes investigações sobre o efeito da mudança da granulometria do solo revelam um aspeto chave comportamental que é o facto de a mesma ser capaz de alterar o comportamento convencional de uma areia com uma única LNC e LEC para um modo transicional onde coexistem um número infinito dessas linhas, sensivelmente paralelas. Um exemplo é demonstrado na Figura 23, de Altuhafi et al. (2011). Os autores conduziram uma série de ensaios de compressão num tilito (rocha sedimentar de origem glaciária) até atingir um nível de tensão de corte bastante elevado, tendo-se observado quebra das partículas, alterando a sua granulometria, tal como observado por Coop et al. (2004) com recurso ao corte direto anelar.



Fig. 22 - LEC (CSL) para o segundo estágio de corte (Bandini e Coop, 2011).



Fig. 23 – Evolução da granulometria em ensaios de compressão em tilitos (Altuhafi et al., 2011).

Na sua distribuição granulométrica natural, as amostras mais ou menos compactas não convergem para uma única LEC para elevadas tensões de confinamento, tal como aconteceria em areias, permanecendo no entanto paralelas. A compressão não foi igualmente acompanhada por uma medição da quebra. Adicionalmente, se o solo fosse reconstituído à sua granulometria original, através da remoção das partículas mais finas repondo a distribuição mais grosseira e uniforme, então observar-se-ia um comportamento convencional de uma areia com uma trajetória de tensões convergente e uma grande quebra de partículas.

Esta evolução do comportamento compressivo das areias em que o comportamento é dominado pela quebra de partículas quando estas apresentam uma graduação uniforme para um modo "transicional" (termo adotado por Coop *et al.*, 2004), não ocorrendo quebra de partículas quando estas são muito bem graduadas foi confirmado por Altuhafi e Coop (2011) para areias com 3 diferentes tipos de mineralogias. O comportamento transicional tem vindo a ser detetado para uma amplitude de solos com graduação intermédia ou uma mineralogia mista (Martins *et al.*, 2002; Nocilla *et al.*, 2006; Ferreira e Bica, 2006) e é claro que o Estado Crítico é igualmente dependente do volume inicial e da compressibilidade do solo. É necessário portanto depreender qual é o efeito da fábrica dominante, já que a diferença na capacidade de sustentar diferentes índices de vazios para uma mesma tensão de confinamento subsiste unicamente na sua fábrica.

12 – CONCLUSÕES

O uso de ferramentas baseadas em Estados Críticos em solos arenosos, com diferentes conteúdos em finos e diversas origens e mineralogias, foi discutido como solução para distintas aplicações de engenharia à luz da influência no comportamento observado: (i) da micromecânica das partículas e dos seus contactos; (ii) da quebra contínua de partículas; e, (iii) da evolução granulométrica quando os solos são carregados; reconhecendo que o comportamento do solo depende não somente da compacidade ou do nível de tensão de repouso, mas da combinação dos dois fatores (acrescido de efeitos de fábrica e de micro-estrutura). Estas interdependências são aqui discutidas em detalhe para carregamentos estáticos ou monotónicos, enfocando a clarificação de diferentes vertentes: a verdadeira liquefação que se manifesta claramente por equalização das tensões neutras e totais, com o desenvolvimento de colapsos bruscos; os comportamentos de transição com grandes deformações consequência de endurecimentos seguidos de progressivos amolecimentos; e, nenhum fenómeno de cariz do tipo liquefiável. Em relação à avaliação da liquefação em carregamentos cíclicos, o artigo discute como é que um modelo baseado em estados críticos permite explicar, com ferramentas de mecânica aplicada, onde se encontra a fronteira entre o desenvolvimento ou não de liquefação.

Explicando porque é que uma compacidade particular desenvolve um determinado comportamento, distinguindo-se na descrição dos solos o que são as suas características intrínsecas, que são invariantes com a compacidade (por exemplo, o ângulo de atrito do estado crítico) e as que medem o seu estado (por exemplo, o índice de vazios circunstancial ou o índice de compacidade), a ferramenta de avaliação do risco de ocorrência do fenómeno de liquefação permite a generalização para outras condições não contempladas nos ábacos correntes de risco e para outras abordagens deste fenómeno.

13 – AGRADECIMENTOS

Este artigo foi atualizado a partir de uma adaptação de um texto elaborado em conjunto com o Prof. Mathew R. Coop, *City Univ. of Hong Kong* (antes no *Imperial College* da Univ. de Londres), parte integrante da Keynote Lecture ao 5th *Int. Symp. on "Deformation Characteristics of Geoma*- *terials*", IS-Seoul 2011 (Viana da Fonseca *et al.*, 2011). O autor agradece também à doutoranda do ProDEC da FEUP, Marisa Soares, pela ajuda na edição desta versão em Português.

Este trabalho enquadra-se nos trabalhos do CEC, centro de investigação da FCT na FEUP, e foi financiado parcialmente pelo projeto PTDC/ECM/103220/2008, enquadrado no QREN da Comissão Europeia (UE/FEDER), através do Quadro Operacional para Fatores Competitivos – COMPETE.

14 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Airey, D.W. (1993). Triaxial testing of a naturally cemented carbonate soil. J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 119 (9): 1379-1398.
- Altuhafi, F.; Coop, M.R. (2011). *Changes to particle characteristics associated with the compression of sands*. Géotechnique, 61(6): 459-471.
- Altuhafi, F.; Baudet, B.A; Sammonds, P. (2011). *On the particle size distribution of a basaltic till*. Soils and Foundations, 51 (1): 113-121.
- Andrus, R.D.; Stokoe, K.H., II. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 126 (11): 1015-1025.
- Arthur, J.R.F.; Bekenstein, S.; Germaine, J.T.; Ladd, C.C. (1981). Stress path tests with controlled rotation of principal stress directions. Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740. R.N. Yong, F.C. Townsend (Eds.), ASTM, 516-540.
- Bandini, V.; Coop, M.R. (2011). *The influence of particle breakage on the location of the critical state line of sands.* Soils and Foundations. 51 (4): 591-600.
- Baxter, C.D.P.; Bradshaw, A.S.; Green, R.A.; Wang, J.H. (2008). Correlation between cyclic resistance and shear-wave velocity for Providence silts. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 134 (1): 37-46.
- Bedin, J. (2010). *Study of the geomechanical behaviour of mining wastes.* PhD Thesis in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul (in Portuguese).
- Bedin, J.; Schnaid, F.; Viana da Fonseca, A.; Costa-Filho, L. de M. (2011). Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. Géotechnique, 62 (3): 263-267.
- Been, K.; Jefferies, M.G. (1985). A state parameter for sands. Géotechnique, 35 (2): 99-112.
- Been, K.; Jefferies, M.G. (1986). A state parameter for sands: reply to discussion. Géotechnique, 36 (1): 123-132.
- Been, K.; Crooks, J.H.A.; Becker, D.E.; Jefferies, M.G. (1986). The cone penetration test in sands: Part I, state parameter interpretation. Géotechnique, 36 (2): 239-249.
- Been, K.; Jefferies, M.G.; Hachey J. (1991). The critical state of sands. Géotechnique, 41 (3): 365-381.
- Bishop, A.W. (1971). Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens. Stress-strain Behaviour of Soils: Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge (ed. R.H.G. Parry). Foulis, 3-58.
- Bishop, A.W. (1973). *The stability of tips and spoil heaps*. Quarterly Journal of Engineering Geology, 6, 335-376.

- Boulanger, R.W.; Idriss, I. M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE, 132 (11): 1413-1426.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I. M. (2008). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays (Closure to discussion). J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE, 134 (7): 1027-1028.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I. M. (2011). *Cyclic failure and liquefaction*. Keynote lecture. Proc. Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago do Chile. Vol. of KNL, 137-159.
- Bray, J.D.; Sancio, R.B. (2006). Assessment of liquefaction susceptibility of fine-grained soils. J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE 132 (9): 1165-1177.
- Bray, J.D.; Sancio, R.B. (2008). Closure to Assessment of liquefaction susceptibility of fine-grained soils. J. Geotech. & Geoenviron. Eng., ASCE, 134 (7): 1031-1034.
- Carrera, A.; Coop, M.R.; Lancellotta, R. (2011). *Influence of grading on the mechanical behaviour* of Stava tailings. Géotechnique, 61 (11): 935-946.
- Chandler, R.J; Tosatti, G. (1995). *The Stava tailings dams failure, Italy, July 1985*. Proc. Inst. Civ. Engrs., Geotech. Engng. 113, 67-79.
- Chaney, R. (1978). Saturation effects on the cyclic strength of sand. Proc. ASCE special conference on earthquake engineering and soil dynamics, 342-359.
- Chang, N.; Heymann, G.; Clayton, C.R.I., (2011). *The effect of fabric on the behaviour of gold tailings*. Géotechnique, 61 (3): 187-197.
- Cheng, Y.P.; Nakata, Y.; Bolton, M.D. (2005). *Grain crushing and critical states observed in DEM simulations*. Powders and Grains, Taylor & Francis, London, 2: 1393-1397.
- Chu, J.; Leong, W.K. (2002). *Effect of fines on instability behaviour of loose sands*. Géotechnique, 52 (10): 751-755.
- Coop, M.R. (1990). The mechanics of uncemented carbonate sands. Géotechnique, 40 (4): 607-626.
- Coop, M.R.; Lee, I.K. (1993). The behaviour of granular soils at elevated stresses. Predictive Soil Mechanics, Thomas Telford, London, 186-198.
- Coop, M.R.; Wilson, S.M. (2003). On the behaviour of hydrocarbon reservoir sands and sandstones. J. Geotech. Engng. ASCE, 129 (11): 1010-1019.
- Coop, M.R.; Klotz, E.U; Clinton, L. (2005). The influence of the in situ state of sands on the loaddeflection behaviour of driven piles. Géotechnique, 55 (10): 721-730.
- Coop, M.R.; Sorensen, K.K.; Bodas Freitas, T.; Georgoutsos, G. (2004). Particle breakage during shearing of a carbonate sand. Géotechnique, 54 (3): 157-163.
- Cresswell, A.; Powrie, W. (2004). *Triaxial tests on an unbonded locked sand*. Géotechnique, 54 (2): 107-115.
- Cuccovillo, T.; Coop, M.R. (1999). On the mechanics of structured sands. Géotechnique, 49 (6): 741-760.
- Ferreira, P.M.V.; Bica, A.V.D. (2006). Problems on the identification of structure in a soil with a transitional behaviour. Géotechnique, 56 (7): 445-454.
- Hardin, B.O. (1985). Crushing of soil particles. J. Geotech. Engng. ASCE, 111 (10): 1177-1192.

- Huang, A.-B.; Chang, W.-J. (2011). Geotechnical and geophysical site characterization oriented to seismic analysis. Keynote Lecture. Proc. Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago do Chile. Vol. of KNL.
- Idriss, I.M.; Boulanger, R.W. (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. Proceedings 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Berkeley, 32-56.
- Idriss, I.M.; Boulanger, R.W. (2008). *Soil Liquefaction during Earthquakes*. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute. Oakland, CA.
- IPQ (2009). Eurocódigo 7: Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais. Versão Portuguesa da Norma Europeia EN 1997-1:2004 + AC:2009. ratificadas pelo CEN em 2004-04-23 e 2009-02-18, Bruxelles: European Comission. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. Géotechnique, 43 (3): 351-415.
- Ishihara, K.; Tsuchiya, H.; Huang, Y.; Kamada, K. (2001). *Recent studies on liquefaction resistance* of sand - effect of saturation. Keynote Lecture, Proc. of the 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California.
- Jang, D.-J.; Frost, J.D. (1998). Sand structure differences resulting from specimen preparation procedures. Proc. of the Specialty Conf. on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Seattle, Wash., ASCE, Vol. 1, 234-245.
- Jefferies, M. G. (1993). Nor-Sand: A simple critical state model for sand. Géotechnique, 43 (1): 91-103.
- Jefferies, M.G.; Shuttle, D.A. (2002). *Dilatancy in general Cambridge-type models*. Géotechnique, 52(9): 625-638.
- Jefferies, M.G.; Shuttle, D.A. (2005). Norsand: features, calibration and use. Proc. ASCE Geo-Institute Geo-Frontiers Conference, Austin, Texas, January 24-26, 2005. Geotech. Special Pub. No. 128, Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration, pp. 204-236, J.A. Yamamuro e V.N. Kaliakin (Eds.).
- Jefferies, M.G.; Shuttle, D.A. (2011). *Understanding liquefaction through applied mechanics*. Theme Lecture. Proc. Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago do Chile. Special Vol. of KNL, 517-549.
- Jefferies, M.G.; Been, K. (2006). Soil liquefaction: A critical state approach. Taylor and Francis, Abingdon.
- Klotz, E.U; Coop, M.R. (2001). An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands. Géotechnique, 51 (9): 733-751.
- Kokusho, T. (2000). Correlation of pore-pressure B-value with P-wave velocity and Poisson's ratio for imperfectly saturated sand or gravel. Soils and Foundations, 40 (4): 95-102.
- Konrad, J.M. (1998). Sand state from cone penetrometer tests: a framework considering grain crushing stress. Géotechnique, 48 (2): 201-215.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle. 653 pp. New Jersey, USA.
- Lade P.V.; Yamamuro, J.A. (1997). Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. Canadian Geotech. J., 34, 918-928.

- Lade P.V.; Pradel, D. (1990). Instability and plastic flow of soils, I: Experimental observations. J. Eng. Mech., ASCE, 116 (11): 2532-2550.
- Lade, P.V; Yamamuro, J.A. (1996). Undrained sand behaviour in axisymmetric tests at high pressures. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE. 122 (2): 120-129.
- Lade, P.V.; Yamamuro, J.A; Liggio, C.D. (2009). *Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand.* Geomechanics and Engineering, 1 (1): 1-15.
- Lagioia, R.; Nova, R. (1995). An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. Géotechnique, 45 (4): 633-648.
- Leon, E.; Gassan, S.L; Talwsani, P. (2006). Accounting for soil aging when assessing liquefaction potential. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 132 (3): 363-377.
- Martins, F.; Bressani, L.A.; Coop, M.R.; Bica, V.D. (2002). Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. Canadian Geotech. J., 38 (6), 1177-1186.
- McDowell, G.R; Bolton, M.D. (1998). On the micro mechanics of crushable aggregates. Géotechnique, 48 (5): 667-679.
- Mitchell, J.K. (1976). Fundamentals of Soil Behaviour. John Wiley & Sons, New York.
- Moss, R.E.S.; Seed, R.B; Kayen, R.E. (2006a). CPT based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 132 (8): 1032-1051.
- Moss, R.E.S.; Seed, R.B; Olsen, R.S. (2006b). Normalizing the CPT for overburden stress. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 132 (3): 378-387.
- Muir Wood, D. (2008). *Critical states and soil modelling*. In Deformational Characteristics of Geomaterials, Burns, Mayne & Santamarina (Eds.): IOS Press, 51-72.
- Nicholson, D.; Chapman, T; Morrison, P. (2002). Pressuremeter proves its worth in London's Docklands. Ground Engng., 35 (3): 32-34.
- Nocilla, A.; Coop, M.R; Colleselli, F. (2006). *The mechanics of an Italian silt; an example of 'transitional' behaviour*. Géotechnique 56 (4): 261-271.
- Nougier-Lehon, C.; Vincens, E.; Cambou, B (2005). *Structural changes in granular materials: the case of irregular polygonal particles*. Int. J. Solids & Structures 42 (24-25): 6356-6375.
- Pestana, J.M.; Whittle, A.J. (1995). A compression model for cohesionless soils. Géotechnique, 45 (4): 611-631.
- Qadimi, A; Coop, M.R. (2007). The undrained cyclic behaviour of a carbonate sand. Géotechnique, 57 (9), 739-750.
- Robertson, P.K. (2009). *CPT interpretation a unified approach*. Canadian Geotech. J., 46 (11): 1337-1355.
- Robertson, P.K. (2010). Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT. Proc. of 2nd International Symposium on the CPT, TC102-16 ISSMGE, California, 2: 471-478.
- Robertson, P.K; Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotech. J., 35(3): 442-459.

- Schneider, J.A; Moss, R.E.S. (2011). Linking cyclic stress and cyclic strain based methods for assessment of cyclic liquefaction triggering in sands. Géotechnique Letters, published online doi: 10.1680/geolett.11.00021.
- Seed, H. B.; Tokimatsu, K.; Harder L.F.Jr.; Chung, R. (1984). The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EER–84/15.
- Sherif, M.A.; Ishibashi, I; Tsuchiya, C. (1977). *Saturation effect on initial soil liquefaction*, J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 103: 914-917.
- Shuttle, D.A.; Cunning, J. (2007). *Liquefaction potential of silts from CPTu*. Canadian Geotech. J., 44: 1-19.
- Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. Géotechnique, 4 (4): 143-147.
- Sladen, J.A.; D'Hollander, R.D.; Krahn, J. (1985). Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. Canadian Geotech. J., 22: 579-588.
- Tatsuoka, F.; Ochi, K.; Fujii, S.; Okamoto, M. (1986). *Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods.* Soil and Foundations, 26 (3): 23-41.
- Thevanayagam, S.; Mohan, S. (2000). *Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands*. Géotechnique, 50 (1): 1-23.
- Thevanayagam, S.; Shemtham, T.; Mohan, S.; Liang, J. (2002). *Undrained fragility of clean sands, silty sands and sandy silts*. J. Geotech Geoenvir. Engrg., ASCE, 128 (10): 849-859.
- Tokimatsu, K.; Yoshimi, Y. (1983). Empirical correlation of soil liquefation based on SPT N-value and fines content. Soils and Foundations, 23 (4): 56-74.
- Vaid, Y.P.; Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. Canadian Geotech. J., 33: 281-89.
- Ventouras, K.; Coop, M.R. (2009). On the behaviour of Thanet sand: an example of an uncemented natural sand. Géotechnique, 59 (9): 727-738.
- Verdugo, R.; Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. Soils and Foundations, 36 (2): 81-91.
- Viana da Fonseca, A. (2012). Modelo Unificado em Ensaios Penetrométricos à luz de Estados Críticos. Da Prática à Teoria ou da Teoria à Prática. Conferência especial do V Geojovem, Simp. Brasileiro Jovens Geotécnicos, COBRAMSEG2012, 12º Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Geot., Porto de Galinhas, PE, Brasil; Vol. Único, pp. 50-69 & CD. ABMS, São Paulo.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Santos, J. A.; Almeida F.; Pereira, E.; Feliciano, J.; Grade, J.; Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing technique*. Geotech. and Geological Engineering, 24 (5): 1307-1348.
- Viana da Fonseca, A.; Coop, M.T.; Fahey, M.; Consoli, N. (2011). The interpretation of conventional and non-conventional laboratory tests for challenging geotechnical problems. Keynote Lecture IS'Seoul, in 'Deformation Characteristics of Geomaterials', 1: 84-119. IOS Press, Amsterdam.
- Vieira Faria, N.; Viana da Fonseca, A.; Ferrreira, C. (2006). Processo de saturación de ensayos triaxiales. Geotecnia, 104: 31-42, SPG, Lisboa.
- Wood, F.M.; Yamamuro, J.A.; Lade, P.V. (1998). Effect of depositional method on the undrained response of silty sand. Canadian Geotech. J., 45 (11): 1525-1537.
- Wroth, C.P.; Bassett, R.H. (1965). *A stress-strain relationship for the shearing behaviour of a sand*. Géotechnique, 15 (1): 32-56.
- Yamamuro, J.A.; Covert, K.M. (2001). Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 127 (4): 314-324.
- Yamamuro, J.A.; Lade, P.V. (1998). Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 121 (9): 868-877.
- Yamamuro, J.A.; Wood, F.M.; Lade, P.V. (1998). Effect of depositional method on the microstructure of silty sand. Canadian Geotech. J., 45 (11): 1538-1555.
- Yang, J. (2002). Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand. Géotechnique, 52 (10): 757-760.
- Yang, J.; Sato, T. (1998). On the velocity and damping of elastic waves in nearly saturated soils. Proc. 33rd Japan Nat. Conf. Geotech. Engng., 1157-1158.
- Yang, J.; Sato, T. (2001). Analytical study of saturation effects on seismic vertical amplification of a soil layer. Géotechnique, 51 (2): 161-165.
- Yang, J.; Sze, H.Y. (2011). Cyclic behaviour and resistance of saturated sand under non-symmetrical loading conditions. Géotechnique, 61 (1): 59-73.
- Yoshimi, Y.; Tanaka, K; Tokimatsu, K. (1989). *Liquefaction resistance of a partially saturated sand*. Soils & Foundations, 29: 157-162.
- Yoshimi, Y.; Tokimatsu, K.; Ohara, J. (1994). In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range. Géotechnique, 44 (3): 479-494.
- Yoshimine, M.; Ishihara, K.; Vargas, W. (1998). *Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand*. Soils and Foundations, 38 (3): 179-188.
- Youd, T.L.; Idriss, I.M.; Andrus, R.D. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 127 (10): 817-833.
- Yu, H.S.; Schnaid, F.; Collins, I.F. (1996). Analysis of cone pressuremeter tests in sands. J. Geotech.
 & Geoenviron. Engng. ASCE, 122 (8): 623-632.

ATENUAÇÃO DE METAIS PESADOS PROVENIENTES DA PERCOLAÇÃO DE LIXIVIADO EM COLUNAS PREENCHIDAS COM SOLO

Study of the attenuation of heavy metals from leachate percolation in columns filled with soil

Mariana Consiglio Kasemodel* Tânia Leme de Almeida** Valdir Schalch***

RESUMO – O presente trabalho visou o estudo da atenuação de metais potencialmente tóxicos, presentes em lixiviado de chorume, em colunas preenchidas com solo. O solo e o lixiviado foram coletados no aterro sanitário de São Carlos-SP. Ambos foram caracterizados previamente. Os ensaios foram montados em colunas de acrílico, as colunas foram preenchidas com solo e o lixiviado de chorume foi percolado ascendentemente. O experimento foi realizado em quatro colunas, sendo que duas foram percoladas com o lixiviado de chorume sem alterações e nas outras duas o lixiviado foi acidificado e enriquecido com metais. A cada 0,2 VP (volume de poro) preenchido, retirou-se alíquotas que foram caracterizadas. O afluente também foi caracterizado a cada 15 dias de experimento. Observou-se que o solo foi capaz de reter metais potencialmente tóxicos, mesmo sendo caracterizado como arenoso. No entanto, a capacidade de atenuação do solo é limitada, observando-se um decréscimo na retenção de metais ao longo do experimento.

ABSTRACT – This study aimed at evaluating the soil capacity for retention of heavy metals. Soil and leachate samples were collected at the São Carlos-SP sanitary landfill. Experiments were carried out using acrylic columns which were filled with soil and percolated with leachate slurry in ascending motion to avoid the formation of preferential paths. The experiment was conducted in four columns, two of which were percolated with the unchanged leachate slurry and the other two with acidified leachate enriched with metals. At every 0.2 PV (pore volume) filled, aliquots were withdrawn for characterization. The affluent was also characterized every 15 days. Although the soil was characterized as silty sand, it functioned as a filter in the test columns. However, the attenuation capacity of the soil is limited, a decrease being observed in the attenuation capacity along the experiment.

PALAVRAS CHAVE - Atenuação, aterro sanitário, lixiviado.

1 – INTRODUÇÃO

O descarte de materiais não aproveitados pela comunidade nem sempre é realizado de maneira correta, podendo causar vários danos irreparáveis ao meio ambiente. O aterro sanitário foi o método encontrado para tentar solucionar a problemática da disposição de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU).

^{*} Engenheira Ambiental, Bolseira do Programa de Doutorado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. E-mail: mariana.kasemodel@usp.br.

^{**} Professora Assistente, Faculdade de Tecnologia de Jahú. E-mail: tlalmeida@yahoo.com.br.

^{***} Professor Associado, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo. E-mail: vschalch@sc.usp.br.

Mesmo sendo a tecnologia menos agressora ao meio ambiente, o aterro sanitário ainda enfrenta vários problemas pelo seu elevado poder contaminante. O chorume ou percolado, resultado da degradação da matéria orgânica por microrganismos e da água proveniente de precipitações que infiltra no solo do aterro, é um líquido com alto valor de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e Demanda Química de Oxigênio (DQO) e, portanto, de difícil tratamento (Schalch, 1984).

Os líquidos percolados dos resíduos possuem alto grau de contaminantes; quando esses líquidos atingem os mananciais superficiais ou subterrâneos, podem alterar significativamente a qualidade da água, tornando-a inviável para o consumo e impossível para a sobrevivência de organismos aquáticos.

A contaminação de solos e mananciais por lixiviado de chorume não é rara. O tratamento destas áreas contaminadas é complicado devido à dificuldade de manusear com um sistema dinâmico e o alto grau de contaminantes presentes. Tendo em vista estas questões, o presente estudo visa pesquisar a possibilidade de atenuação do percolado ao passar pelo solo, minimizando a carga de poluentes que pode chegar aos corpos hídricos, apontar possíveis razões para a retenção dos metais potencialmente tóxicos e avaliar a movimentação de contaminantes em solo através de ensaio de colunas.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Chorume ou sumeiro é o líquido produzido pela decomposição de substâncias contidas nos resíduos sólidos, formado pela digestão da matéria orgânica sólida por ação de exo-enzimas produzidas pelas bactérias (Schalch, 1984). A água da chuva, que cai sobre o aterro sanitário, percola pelo lixo e carrega o chorume e a matéria orgânica, dando origem ao percolado ou lixiviado. A NBR 8419 (ABNT, 1984a) define percolado como o líquido que passa através de um meio poroso causando sérios problemas ambientais. A produção é frequentemente observada dentro de poucos meses após o início da operação do aterro, quando a capacidade de campo do aterro é excedida e o resíduo fica saturado na água. A composição química dos líquidos percolados varia de acordo com a idade do aterro sanitário.

Os metais potencialmente tóxicos são elementos altamente prejudiciais aos seres vivos e têm recebido considerável atenção com respeito a acumulação no solo, assimilação pelas plantas e contaminação de águas subterrâneas. Alguns desses elementos são essenciais para várias funções fisiológicas nos seres vivos, como Fe, Cu, Zn e Mn, enquanto outros, como Cd, Pb e Hg, não têm funções biológicas conhecidas (Carneiro *et al.*, 2001). Quando em excesso no solo, esses elementos podem inibir o crescimento das plantas e causar alterações nas comunidades vegetais, como também exercer efeitos adversos sobre microrganismos do solo, interferindo nas funções do ecossistema, com conseqüências ao meio ambiente e a saúde pública (Carneiro *et al.*, 2001). As concentrações encontradas no solo são variáveis, porém normalmente baixas devido à formação de complexos altamente estáveis destes elementos com ácidos húmicos ou a formação de óxidos e hidróxidos, o que reduz sua solubilidade no solo (Jensen *et al.*, 1999).

O comportamento químico dos metais no solo é bastante complexo e influenciado por diferentes tipos de reação, tais como adsorção, complexação, precipitação, oxidação e redução, que definem a biodisponibilidade desses elementos para as plantas (PROSAB, 1995). A solubilidade e lixiviação definem a disponibilidade desses elementos nos solos e, consequentemente, o seu potencial de risco para a saúde humana e para o meio ambiente (PROSAB, 1995).

O conhecimento dos mecanismos de retenção destes materiais é de grande utilidade para projetos de contenção de contaminantes. A habilidade dos solos de reterem metais potencialmente tóxicos é diretamente proporcional à sua capacidade de tamponamento, ou seja, depende da resistência do solo a variações de pH, assim os mecanismos de retenção são diferentes para pH distintos (Abreu *et al.*, 2002). De acordo com as condições ambientais (pH, Eh, temperatura) e a composição dos solos, os metais podem ser retidos sob a forma de óxidos, hidróxidos, carbonatos, cátions trocáveis e ou confinados à matéria orgânica. As características de retenção diferem entre os metais e entre os tipos de solo, pois a preferência de adsorção entre as espécies metálicas não é igual para os diferentes tipos de solo. É necessário entender os mecanismos de adsorção envolvidos na retenção de metais potencialmente tóxicos e o papel dos vários constituintes, tanto no solo quanto no chorume contaminante (Yong *et al.*, 1992).

Espera-se um comportamento competitivo entre os íons de metais potencialmente tóxicos por sítios de adsorção no solo, quando várias espécies estiverem associadas em um mesmo resíduo contaminado (Lopes, 2009). Durante a especiação de metais potencialmente tóxicos ocorre a formação de complexos com ligantes na fase aquosa, resultando numa competição com os sólidos do solo pela adsorção destes solutos. A presença de vários ligantes no resíduo de lixiviação interfere na adsorção de metais potencialmente tóxicos pelo solo devido à formação de complexos solúveis; este comportamento dificulta a previsão do transporte de contaminantes (Yong *et al.*, 1992).

À medida que ocorre o transporte de contaminantes no solo, diversos fatores relacionados ao fluido percolante, ao próprio solo e às condições ambientes, influenciam o processo de migração e retenção. Dentre estes fatores pode se destacar o tipo de solo, a mineralogia, a capacidade de troca catiônica, as espécies de cátions adsorvidos, a velocidade de percolação, o teor de matéria orgânica, a concentração do contaminante, a presença de outras substâncias na solução percolante, as condições hidrogeológicas e a temperatura e pH do meio (Costa, 2002). Variações de temperatura, além de influírem na velocidade, podem ter grande influência no transporte, promovendo alteração da permeabilidade, da velocidade dos processos de transferência e da solubilidade de substâncias, além de propiciar a ocorrência de reações que não se processam à temperatura ambiente (Costa, 2002).

3 – PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

As coletas de solo e de lixiviado foram realizadas no aterro sanitário de São Carlos, São Paulo. As amostras coletadas foram caracterizadas com o intuito de verificar a concentração de metais potencialmente tóxicos presentes em cada, que será de suma importância para analisar o balanço de massas nas colunas de solo, além de verificar parâmetros que influenciam a retenção de metais no solo, como a capacidade de troca catiônica, o pH, a granulometria do solo e a concentração de matéria orgânica.

O lixiviado foi armazenado em refrigerador e permaneceu sob aproximadamente 15°C até o final do experimento. Uma amostra do lixiviado foi analisada assim que foi realizada a coleta, para fazer sua caracterização. Este procedimento foi repetido quinzenalmente para monitorar as características do material percolante. O solo utilizado para preencher as colunas no teste de percolação foi coletado a partir do material inconsolidado de formação Botucatu do aterro sanitário de São Carlos; a cobertura superficial foi desprezada, para evitar que fossem coletados restos de resíduos sólidos urbanos e vegetação.

Em laboratório, parte do lixiviado coletado foi acidificado com 1,5 mL L⁻¹ de HNO₃ para que o pH fosse reduzido, evitando a precipitação de metais potencialmente tóxicos no início da percolação do lixiviado no solo e promovendo o aumento da mobilidade destes na coluna de solo (Thornton *et al.*, 2000). No mesmo momento da acidificação, foram adicionadas soluções enriquecidas de crómio, chumbo, cobre, manganês, cádmio (10mg L⁻¹) e zinco (20 mg L⁻¹) para que ocorresse um melhor acompanhamento destes no solo durante o estudo de percolação (Thornton *et al.*, 2000; Yong *et al.*, 2001). Outra parte da amostra foi mantida com suas condições iniciais, sem acidificação e sem adição de metais.

O experimento foi montado em quatro colunas de acrílico preenchidas com o solo coletado no aterro sanitário de São Carlos. Duas colunas, denominadas C e O foram percoladas com o lixiviado

enriquecido e acidificado, e duas colunas, denominadas S e E foram percoladas com o lixiviado *in natura*. As colunas utilizadas no experimento podem ser observadas na Figura 1.



Fig. 1 – Colunas de percolação preenchidas com solo de aterro sanitário.

As colunas foram divididas em duas partes:

- Uma inferior, de maior dimensão (9 cm de diâmetro e 100 cm de altura) onde o solo ficou armazenado e foi percolado com o lixiviado de chorume;
- E uma superior, de menor dimensão (9 cm de diâmetro e 24 cm de altura), onde ficou armazenado o lixiviado percolado para sua coleta na parte inferior.

As partes da coluna foram conectadas por registros de aço inox e acrílico, acopladas com mangueiras de silicone fechadas com pinças, para a coleta do efluente (Almeida, 2005). Durante a montagem das colunas, foi colocada uma tela fina abaixo de cada coluna, para assegurar um fluxo unidimensional e prevenir o entupimento da saída (Tuxen *et al.*, 2000).

O solo coletado foi desagregado e exposto em lonas para secagem ao ar. Após a secagem, o solo foi quarteado para finalmente preencher as colunas.

Antes do inicio da percolação com o lixiviado, foi bombeada água pura no solo das colunas até que atingisse 1 volume de poros (VP) percolado, procedimento este que permite o estabelecimento de condições de equilíbrio entre a água e o material sólido e também para procurar prevenir interferências de reações geoquímicas sem relevância para o estudo (Tuxen *et al.*, 2000).

O lixiviado coletado no aterro e acondicionado em refrigerador foi amostrado, antes e após a acidificação e enriquecimento dos metais. Após realizada a coleta e o preparo do lixiviado, este foi percolado com auxílio de bombas peristálticas, as quais estavam conectadas aos galões de lixiviado e às colunas de solo através de mangueiras de silicone. A percolação foi realizada de modo ascendente, para evitar a formação de caminhos preferenciais. As bombas peristálticas foram calibradas para que fosse permitido um fluxo de 201 mL do material percolante por dia em cada coluna, de tal forma que foram coletadas duas amostras efluentes por semana a cada 0,2 volume do poro.

As amostras efluentes retiradas foram preservadas com ácido nítrico concentrado (HNO₃), cerca de 1 mol L⁻¹, para determinação de metais. O efluente oriundo da percolação foi analisado para saber de processos de atenuação, ou seja, se o solo está retendo metais potencialmente tóxicos. Foram feitas análises de metais em solução (Zn, Pb, Cd, Ni, Fe, Mn, Cu, Cr, Na, K) através de espectrofotômetro de emissão atômica. Os parâmetros avaliados, assim como os métodos utilizados, estão dispostos no Quadro 1.

Parâmetro	Método
Massa específica dos sólidos (ρ_s)	ABNT - NBR 6508 (1984b)
Umidade	ABNT - NBR 7181 (1984c)
Granulometria	ABNT - NBR 7181 (1984c)
Massa específica do solo (p)	Nogueira (1995)
Massa específica seca (ρ_d)	Nogueira (1995)
Capacidade de troca catiônica (CTC)	Péjon (1992) e Gillman e Uehara (1979)
Superfície específica (SE)	Péjon (1992)
pH do solo	Camargo et al. (1996)
Condutividade elétrica	Camargo et al. (1996)
Matéria orgânica	Walkley e Black (1934)
Metais potencialmente tóxicos	EPA 3052 (1996)

Quadro 1 - Parâmetros avaliados e metodologia utilizada.

4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 - Caracterização física do solo

O solo coletado apresentou densidade das partículas relativamente elevada. A análise granulométrica revelou a presença de 74,6% de areia. A textura do solo define a capacidade deste se deixar atravessar pelos efluentes e exerce influência sobre a capacidade de carga do solo, além de possuir influência direta na taxa de infiltração de água, na aeração, na capacidade de retenção de água, na nutrição, como também na aderência ou força de coesão nas partículas do solo. Ela interfere de maneira direta no comportamento dos contaminantes no solo, determinando a capacidade do solo em retê-los (Almeida, 2009). No Quadro 2 estão apresentados os valores médios obtidos a partir da classificação física do solo.

Parâmetro	Valor médio
$\rho_{\rm s} ({\rm g}{\rm cm}^3)$	2,86
Umidade (%)	9,09
Superfície específica (m ² g ⁻¹)	12,96
Argila, <0,002 mm (%)	19
Silte, 0,002 – 0,06 mm (%)	6
Areia fina, 0,06 – 0,2 mm (%)	40
Areia média, 0,2 – 0,6 mm (%)	33
Areia grossa, $0.6 - 2 \text{ mm}(\%)$	1,6
Pedregulho, $> 2 \text{ mm} (\%)$	0,4

Quadro 2 - Valores médios obtidos da caracterização física do solo utilizado no experimento.



A curva granulométrica do solo está apresentada na Figura 2.

Fig. 2 – Perfil granulométrico do solo utilizado.

A partir dos dados obtidos experimentalmente do Quadro 2, é possível obter demais parâmetros do solo através de relações de massa e volume. Os valores destes índices são apresentados no Quadro 3.

Parâmetro	Valor médio
ρ (g cm ⁻³)	1,47
$ ho_{d} (g \text{ cm}^{3})$	1,35
e	1,13
n (%)	52,94
Sr (%)	23,07

Estes parâmetros foram essenciais para a definição da quantidade de solo a ser colocada em cada coluna para o experimento de percolação, fluxo diário de lixiviado e intervalo de coleta das amostras efluentes na coluna (Almeida, 2009).

4.2 - Análises químicas do solo

Os valores obtidos na caracterização química do solo estão dispostos no Quadro 4.

Quadro 4 - Parâmetros químicos do solo utilizado nos ensaios de coluna.

Parâmetro	Valor médio
pH	4,93
Eh (mV)	629,5
Capacidade de troca catiônica (mEq 100 g ⁻¹)) 1,65
Matéria orgânica (%)	0,9
Condutividade elétrica (µmho)	48,63

A análise do pH apontou um solo ácido, com média de pH de 4,93. O pH do solo influi na capacidade de retenção de contaminantes no solo; dependendo de seu valor, poderá facilitar a ocorrência de diversas reações, tanto de liberação, quanto de retenção de contaminantes. O pH, por ter apresentado valor relativamente ácido, permite que os contaminantes presentes em percolados de aterro estejam mais disponíveis, devido à diminuição da adsorção destes nos colóides do solo e, também, por conferir menor estabilidade aos complexos que se formam entre metais e a fração de húmus do solo (Alloway, 1995). O potencial elétrico ou Redox, Eh, é um parâmetro que atua juntamente com o pH; seu resultado indica as condições de óxido-redução da solução de solo.

A CTC é um parâmetro importante na retenção de carga orgânica e outros íons menos móveis (Almeida, 2005). Indica a facilidade que o solo tem de trocar cátions para neutralizar as cargas negativas. Este parâmetro é influenciado pelo pH, podendo haver variações de seu valor frente a diferentes condições de concentração de hidrogênio livre no solo. De acordo com as análises químicas, o solo obteve um baixo valor de CTC, com média de 1,7 mEq 100g⁻¹, o que indica uma baixa capacidade de reter metais potencialmente tóxicos por troca catiônica.

A condutividade elétrica do solo está relacionada com a quantidade de íons presentes na amostra para a qual contribui em grande parte a matéria orgânica existente no solo, isto é, solos orgânicos possuem mais íons, e por isso, maior condutividade elétrica. A condutividade elétrica oferece informações sobre a concentração salina das soluções. A média obtida para a salinidade do solo foi de 48,63 µmho.

O solo analisado apresentou em sua composição diversos metais; em maior concentração foi encontrado Fe e Zn. Óxidos de ferro são muito comuns em solos de formação Botucatu, resultantes da ação do intemperismo químico em rochas efusivas, que decompõem rapidamente os minerais ferromagnesianos, liberando Mg e Fe como observado por Silva (1983). A presença de íons, como Na e K, pode ser devido a ação do intemperismo químico em feldspatos, que se decompõem mais lentamente que os minerais ferromagnesianos, o que explica a menor concentração de Na e K. Cd e Ni não foram detectados nas amostras de solo (Silva, 1983). Os valores obtidos através da digestão estão dispostos no Quadro 5.

Parâmetro	mg L ^{.1}	mg kg ⁻¹
Zn	3,80	18,90
Pb	0,16	0,81
Cd	nd	nd
Ni	nd	nd
Fe	237,90	1189,40
Mn	0,87	4,36
Cu	0,17	0,85
Cr	0,36	1,82
Na	0,48	2,42
К	0,36	1,80

Quadro 5 – Presença de metais no solo em estudo.

4.3 - Caracterização do lixiviado de chorume

Os valores obtidos da caracterização do lixiviado, antes da percolação em colunas de solo, estão dispostos no Quadro 6.

Parâmetros	Amostra SEM e enriqueci	Amostra SEM acidificação e enriquecimento (A0)		A acidificação mento (A1)
Amostra	A01	A02	A11	A12
CTC	25,6	25,2	25,3	25,2
pH	8,55	8,46	7,91	7,39
Eh (mV)	118	93	148	139
Condutividade (mS)	23800	24000	25300	25000
Turbidez (UNT)	186	149	186	185
DQO (mg L ⁻¹)	4070,08	4049,5	3643,1	4482,5
Zn (mg L ⁻¹)	1,59	1,72	7,86	32
Pb (mg L ⁻¹)	0,25	36,3	2,59	2,15
Cd (mg L ⁻¹)	0,055	0,15	10,09	16,48
Ni (mg L ⁻¹)	0,455	0,48	0,5	0,56
Fe (mg L ⁻¹)	4,37	3,88	4,55	3,93
Mn (mg L ⁻¹)	0,125	0,2	9,34	14,9
Cu (mg L ⁻¹)	0,075	0,13	8,98	13,98
Cr (mg L ⁻¹)	0,435	0,58	12,18	28,57
Na (mg L ⁻¹)	2050	1734	1900	1846
K (mg L ⁻¹)	1800	1708	1600	1744

Quadro 6 - Parâmetros analisados do lixiviado de chorume sem e com acidificação e enriquecimento.

4.4 – Metais potencialmente tóxicos no efluente

Os resultados obtidos para as colunas S e E estão dispostos nas Figuras 3 e 4, e os obtidos nas colunas C e O na Figura 5, onde fica representada a relação do rácio Ce/Co das concentrações de metais no efluente, Ce, e no afluente, Co, com o volume de poros percolado, VP.

Os primeiros resultados de concentração de metais potencialmente tóxicos foram abaixo dos valores obtidos no decorrer do experimento, pois o lixiviado estava saindo com concentrações de água elevada, já que antes de iniciar a percolação com o contaminante, foi percolado 1 VP de água, saturando a coluna. Porém, alguns metais como o Zn e o Fe apresentaram maiores concentrações nas primeiras análises, devido ao fato de o solo utilizado no experimento ser rico nestes metais.

Como é possível observar na Figura 3, a maioria dos metais foram retidos na coluna do solo. A partir de aproximadamente 2 VP, os metais Ni, Na, K e Cr apresentaram concentrações no efluente superiores às do afluente, indicando a liberação dos mesmos na coluna.

Os metais Zn, Mn e Cu apresentaram elevada concentração relativa (Figura 4), em particular o Mn, que obteve Ce/Co de até 90, o que implica que havia muito mais Mn no efluente do que no afluente.

Para as colunas C e O (Figura 5), como era de se esperar, foram detetadas concentrações maiores de metais na saída da coluna. No entanto, como a concentraçõe de alguns dos metais era superior no lixiviado de chorume (que fora enriquecido), as concentrações relativas se mantiveram com a mesma ordem de grandeza que as obtidas nas colunas S e E.



Fig. 3 – Concentração relativa dos metais potencialmente tóxicos percolados nas colunas S e E (sem acidificação e enriquecimento com metais).

Como pode ser observado na Figura 5, a grande maioria dos metais ficaram retidos durante o experimento. Apenas os metais Mn, Ni, Na e K apresentaram Ce/Co superior a 1, o que indica que estes tiveram maior mobilidade no solo. Ocorreu retenção destes metais até aproximadamente 1VP.



Fig. 4 – Concentração relativa dos metais potencialmente tóxicos percolados nas colunas S e E (sem acidificação e enriquecimento com metais).



Fig. 5 – Concentração relativa dos metais potencialmente tóxicos percolados nas colunas C e O (com acidificação e enriquecimento com metais).

Foi possível evidenciar o caráter atenuador do solo. Elementos presentes em grandes concentrações no lixiviado, tais como Na e K, tiveram uma taxa crescente de concentração. Isto quer dizer que o solo inicialmente reteve grandes quantidades desses elementos; após a sua saturação dos mesmos, o solo teve sua capacidade de retenção saturada, começando assim, a liberar maiores concentrações de elementos presentes no lixiviado percolado.

5 – CONCLUSÕES

O solo proveniente do aterro sanitário de São Carlos em estudo mostrou-se funcionar como um filtro no ensaio de colunas. Foi observada a capacidade de depuração, imobilizando impurezas depositadas no solo e apresentando potencial para retenção dos contaminantes presentes no lixiviado, embora o solo coletado tenha sido classificado como arenoso e evidenciado que as características químicas não se enquadram nos parâmetros indicados para sua utilização em áreas de deposição de resíduos sólidos urbanos.

A capacidade atenuadora do solo é limitada, podendo ocorrer alteração de sua qualidade devido aos efeitos acumulativos ocorridos ao longo da percolação com lixiviado. Porém, o processo de atenuação de plumas contaminantes pode para muitos contaminantes ser remediado naturalmente, limitando os efeitos prejudiciais da contaminação de leitos subterrâneos.

6 - AGRADECIMENTOS

Agradecemos às agências de fomento CNPq e FAPESP.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984a). NBR 8419 Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos. Procedimento. Projeto 01:603. 06-006/1993. Rio de Janeiro, 12p.
- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984b). NBR 6508 Solos: Determinação da Massa Especifica. Rio de Janeiro.
- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984c). NBR 7181 Solo: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 13p.
- Abreu, C.A.; Abreu, M.F; Berton, R.S. (2002). Análise química de solo para metais pesados. Tópicos em Ciência do Solo, v.2, pp. 645-692. Sociedade Brasileira de Ciência do Solo. Viçosa-MG.
- Alloway, B.J. (Ed.). (1995). *Heavy Metals in Soils*. 2nd Edition. London: Blackie, Academic & Professional.
- Almeida, T.L. (2005). Estudo da atenuação dos contaminantes de líquidos percolados no solo. 126p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Almeida, T.L. (2009). Implicações ambientais dos processos de atenuação de lixiviado em locais de disposição de resíduos sólidos urbanos. Tese de Doutoramento em Hidráulica e Saneamento, EESC, USP.
- Camargo, O.A.; Moniz, A.C.; Jorge, J.A.; Valadares, J.M.A.S. (1996). Métodos de análise química, mineralógica e física de solos do Instituto Agronômico de Campinas. Campinas: IAC, Boletim Técnico, 106, 94p.
- Carneiro, M.A.C.; Siqueira, J.O.; Moreira, F.A. (2001). Estabelecimento de plantas herbáceas em solo com contaminação de metais pesados e inoculação de fungos micorrízicos arbusculares. Pesquisa Agropecuária Brasileira, v.36, n.12.
- Costa, P.O.S. (2002). Avaliação em laboratório do transporte de contaminantes no solo do aterro sanitário de Sauípe/BA. Dissertação (Mestrado). Pontificia Universidade Católica, Rio de Janeiro.
- EPA-Environmental Protection Agency (1996). *Method 3052: Microwave assisted acid digestion of siliceous and organically based matrices.* 20p. Washington.
- Gillman, G.P.; Uehara, G. (1979). Charge characteristics of soils with variable charge minerals: II. Experimental. Soil Sci. Soc. Am. J., Madison, vol. 44, no. 2, pp.252-255.
- Jensen, D.L.; Ledin, A.; Christensen, T.H. (1999). Speciation of heavy metals in landfill-leachate polluted groundwater. Water Research, v. 33, n. 11, pp. 2642-2650.
- Lopes, C.M. (2009). Adsorção individual e competitiva de Cd, Cu, Ni e Zn em solos em função da variação do pH. Dissertação (mestrado). Escola Superior de Agronomia Luiz de Queiroz, Piracicaba, SP.
- Nogueira, J.B. (1995). *Ensaios de laboratório em mecânica dos solos*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Péjon, O.J. (1992). Mapeamento geotécnico regional da Folha de Piracicaba (Esc. 1:100 000): estudos de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação de atributos. São Carlos. Tese de Doutoramento em Geotecnia, EESC, USP.

- PROSAB-Programa de Pesquisa em Saneamento Básico apud EPA (1995). Manual prático para a compostagem de biossólidos. Acessado em 07/05/2012. Disponível em: http://www.finep.gov.br/prosab/livros/Livro%20Compostagem.pdf.
- Schalch, V. (1984). Produção e características do chorume em processo de decomposição de lixo urbano. São Carlos. 103p. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Silva, R.B.G. (1983). Estudo hidroquímico e isotópico das águas subterrâneas do aquífero Botucatu no Estado de São Paulo. Tese de Doutoramento. Instituto de Geociências, São Paulo-SP.
- Thornton, S.F.; Tellam, J.H.; Lerner, D.N. (2000). *Attenuation of landfill leachate by UK Triassic sandstone aquifer materials: Fate of inorganic pollutants in laboratory columns*. Journal of Contaminant Hydrology, Amsterdam, vol. 43, no. 3/4, pp. 327-354.
- Tuxen, N.; Tüchsen, P.L.; Kirsten, R.; Albrechtsen, H.; Bjerg, P.L. (2000). Fate of seven pesticides in an aerobic aquifer studied in column experiments. Chemosphere, Oxford, v. 41, no. 9, pp. 1485-1494.
- Walkley, A.; Black, I.A. (1934). An examination of the Degtjareff method for determining soil organic matter, and a proposed modification of the chromic acid titration method. Soil Science, Baltimore, v. 37, p. 29-38.
- Yong, R.N.; Mohamed, A.M.O.; Warkentin, B.P. (1992). Principles of Contaminant Transport in Soils. Developments in Geotechnical Engineering, 73. Elsevier, Amsterdam. 327p.
- Yong, R.N; Yaacob, W.Z.W.; Bentley, S.P.; Harris, C.; Tan, B.K. (2001). Partitioning of heavy metals on soil samples from column tests. Engineering Geology, Amsterdam, v. 60, no. 1-4, pp. 307-322.

ENSAIOS DE ALTERABILIDADE PARA A PREVISÃO DA DRENAGEM ÁCIDA NA BARRAGEM DE IRAPÉ, BRASIL

Weathering tests for acid rock drainage prediction at the Irapé Dam, Brazil

Marcelo Guimarães Duarte* Adilson do Lago Leite** Romero César Gomes***

RESUMO – A barragem de Irapé, localizada no sudeste brasileiro e inaugurada em 2006, representou um marco na engenharia nacional, devido às condições adversas de sua construção, como topografia íngreme e a presença de sulfetos nos maciços de fundação, o que sustentava a hipótese de geração de drenagem ácida de rochas (DAR). Na época, o problema da DAR era pouco conhecido na construção de usinas hidrelétricas e diversos estudos foram conduzidos para controle e minimização dos riscos ambientais e de engenharia do empreendimento. Estes estudos sustentaram medidas inovadoras de engenharia, incluindo o zoneamento do enrocamento, a adoção de geossintéticos impermeabilizantes e a proteção com aditivos das estruturas de concreto. Este trabalho apresenta resumidamente os resultados de uma ampla campanha laboratorial que objetivou complementar os referidos estudos, na tentativa de melhor avaliar o mecanismo de geração ácida sob o contexto da UHE Irapé. Ela consistiu de amostragem, caracterização petrográfica e química das amostras, ensaios estáticos (pH em pasta e NAG) e cinéticos (lixiviação em colunas e em extrator Soxhlet, ensaios de ciclagem). Os resultados demonstraram que não houve geração ácida nos ensaios cinéticos e no ensaio de pH em pasta, levando-se em consideração os tempos e as condições de ensaio. Por outro lado, a presença de sulfetos nas análises petrográficas e os resultados dos ensaios NAG revelaram potencial de geração ácida em algumas das amostras, demonstrando a necessidade de pesquisas adicionais.

ABSTRACT – The Irapé Dam, southeastern Brazil, was inaugurated in 2006, representing a milestone in Brazilian engineering due to the site adverse conditions, including steep topography and the presence of sulfides in the foundation rock, which could generate acid rock drainage (ARD). At that time the ARD problem was not well known in the construction of large earth-rock dams, which led to complementary research to control and reduce the associated environmental and engineering risks. The results of this research supported innovative engineering measures, including rock zoning, the use of impermeable geosynthetics and additives to protect the concrete structures. This paper presents complementary research on the quality and quantity of possible ARD generated with rock samples from that site. The experimental campaign involved rock sampling, petrographic and chemical characterization, both static (paste pH and NAG) and kinetic (column and Soxhlet leaching, natural and sulfate cycling). The results of the kinetic test and paste pH demonstrated no acid generation, as opposed to the NAG tests, which resulted in acid formation. The presence of sulfides in the petrographic analyses also indicated acid potential for the rock specimens. Considering these conflicting results further research is needed.

PALAVRAS CHAVE – Drenagem ácida de rochas, ensaios estáticos e cinéticos, barragem de terra e enrocamento, sulfetos.

^{*} Engenheiro Civil, MSc., Cemig Geração e Transmissão S.A. E-mail: mgduarte@cemig.com.br.

^{**} Prof. Associado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. E-mail: alleite@em.ufop.br.

^{***} Prof. Associado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. E-mail: romero@em.ufop.br.

1 – INTRODUÇÃO

A construção da Usina Hidrelétrica de Irapé representou um marco para a engenharia brasileira e para o desenvolvimento da região do Vale do Jequitinhonha, estado de Minas Gerais, amplamente conhecida por seus baixos indicadores socioeconômicos.

As características físicas e geológicas adversas do sítio de implantação, associadas à complexa logística construtiva, tornaram a obra desafiadora e promoveram a realização de diversos estudos e campanhas de investigações complementares aos trabalhos rotineiros da engenharia de barragem. Dentre os desafios enfrentados, destaca-se a presença de sulfetos nos xistos grafitosos da fundação da barragem (Figura 1), revelada através dos estudos de caracterização inicial dos maciços rochosos locais. A existência destes sulfetos acenava para a possibilidade da existência de drenagem ácida de rochas (DAR) (Lima, 2009).

Com esta constatação diversos ensaios foram realizados durante as campanhas de investigação e construção da referida obra com o objetivo de se definir melhor a existência e a qualidade do percolado ácido que poderia se formar quando do fluxo de água pelos materiais sulfetados. Tais estudos estão muito bem relatados em Lima (2009), incluindo campanhas exaustivas de caracterização químico-mineralógica, ensaios em células de umidade laboratoriais e percolação em grandes lisímetros de campo (até 2000 litros). Contudo, os resultados destas campanhas mostraram grande variabilidade na presença de sulfetos nos xistos e também grande variabilidade na quantidade e composição do percolado gerado nos ensaios cinéticos, de modo que ensaios complementares tornaram-se necessários.

Independentemente dos resultados dos ensaios cinéticos empreendidos à época, a presença de sulfetos nos xistos locais e o consequente potencial de geração de DAR induziram soluções de engenharia inovadoras como alternativa às práticas e técnicas de uso corrente no âmbito da construção de usinas hidrelétricas no Brasil, como relatam Aires (2006), Pereira (2008) e Lima (2009). Algumas destas soluções envolveram o zoneamento estratégico do enrocamento das faces de jusante e montante da barragem, a aplicação de geossintéticos para a proteção contra a precipitação pluviométrica e a proteção das estruturas de concreto contra possíveis efeitos da DAR.



Fig. 1 – Detalhes dos cristais de pirrotita associados a veios de quartzo (Lima, 2009).

Há décadas ensaios laboratoriais são aplicados para a previsão da existência e da qualidade da DAR na mineração e outras obras civis (Hornberger e Brady, 1998). Apesar desta longa história, Sengupta (1993), Evangelou (1995), Hornberger e Brady (1998), Murta *et al.* (2008), MEND (2009),

Guimarães (2012) e outros apontam para as dificuldades enfrentadas nos diversos métodos, incluindo fatores físicos, químicos e biológicos. Podem ser destacados a representatividade e a granulometria das amostras considerando a variabilidade composicional e estrutural dos maciços rochosos; o grande tempo de ensaio considerando-se os tempos de obra; a influência marcante de processos biológicos na velocidade e na intensidade das reações de oxidação; a dificuldade de simulação das condições reais físico-químicas do sítio, incluindo a disponibilidade de oxigênio etc. Apesar destas dificuldades, os ensaios laboratoriais envolvendo testes estáticos e cinéticos, possuem grande utilidade prática, devido principalmente ao maior controle sobre os fatores intervenientes já relatados e também aos menores tempos relativos de ensaio (MEND, 2009). A acidez propriamente dita e a composição do percolado gerado em campo são mais bem representadas nos ensaios cinéticos. Sendo assim, bastante esforço tem sido empregado no desenvolvimento e padronização dos procedimentos destes ensaios, como relatado em Hornberger *et al.* (2004).

Dentro deste contexto, o presente trabalho relata estudos laboratoriais complementares para a avaliação da geração de DAR em amostras locais à barragem de Irapé, descritos de forma mais detalhada em Duarte (2011). Com eles pretendeu-se consolidar os conhecimentos relativos à quantidade e qualidade da DAR no contexto desta barragem, bem como contribuir para o desenvolvimento de métodos laboratoriais para previsão e controle da DAR associada à presença de minerais sulfetados na construção de usinas hidrelétricas.

Nestes estudos foram utilizadas amostras rochosas de testemunhos de sondagens rotativas provenientes das campanhas iniciais de exploração geológica da barragem de Irapé. Foram realizadas análises petrográficas e geoquímicas para caracterização das amostras rochosas e quantificação dos sulfetos, ensaios estáticos (pH em pasta e NAG), ensaios de lixiviação em colunas e em extrator Soxhlet, finalizando-se com ensaios de alterabilidade por ciclagem.

2 – A BARRAGEM DE IRAPÉ: ASPECTOS GERAIS

A barragem de Irapé localiza-se no Rio Jequitinhonha, região nordeste do estado de Minas Gerais, Brasil, entre os municípios de Berilo (margem direita) e Grão Mogol (margem esquerda). O eixo do barramento é definido pelas coordenadas 16°44'14" de latitude sul e 42°34'29" de longitude oeste.

O empreendimento é constituído pelas estruturas de desvio do rio, barragem de enrocamento com núcleo argiloso, circuito de controle de vazão e circuito hidráulico de geração, conforme a Figura 2. A área inundada do reservatório é de 137,16 km² e os níveis d'água Máximo Normal, Máximo Maximorum e Mínimo Minimorum situam-se nas Els.(m) 510,00, 512,20 e 470,80, respectivamente. A barragem é outro aspecto superlativo da usina: com 208 metros de altura é a mais alta do Brasil e a segunda da América do Sul.

Em relação à sua tipologia, a presença de sulfetos na matriz rochosa do sítio de implantação foi a principal razão para que a alternativa em concreto fosse descartada. Desta forma, foi adotada uma solução com núcleo de solo argiloso e com espaldares em enrocamento, com crista na elevação 514,70 m. O talude de montante apresenta inclinação de 1:1,5 até a elevação 484,00m, se alterando para 1:1,3 na sequência. O talude de jusante apresenta inclinação de 1:1,3 em toda sua extensão.

A partir da El. 370,00 foram implantadas estruturas em forma de "guarda-chuvas", constituídos por geomembranas de polietileno de alta densidade (PEAD), com espessura de 1,5 mm, cuja principal função era impedir a infiltração da água das chuvas no interior do maciço e o eventual contato com os enrocamentos sulfetados, evitando, desta forma, a formação de DAR.

Em relação aos materiais de construção empregados na construção do barramento, foram prioritários os materiais oriundos das escavações obrigatórias. A Figura 3 ilustra o zoneamento de materiais na seção de maior altura do barramento.



Fig. 2 – Vista de jusante da barragem de Irapé (www.cemig.com.br).



Fig. 3 – Zoneamento de materiais na barragem de Irapé (Consórcio Construtor Irapé – CCI).

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 – Amostragem

Devido à impossibilidade de acessar diretamente o material sulfetado posicionado no interior do barramento de Irapé optou-se pela utilização de rochas dos testemunhos de sondagem provenientes da fase de pré-implantação da referida obra.

As amostras foram escolhidas na tentativa de representar o material utilizado em cada uma das estruturas da barragem. Foram selecionados aproximadamente 640 kg de amostras, constituídas por rochas relativamente enriquecidas com sulfetos e provenientes das escavações obrigatórias, distribuídas da seguinte forma: 208 kg de rocha medianamente a muito decomposta (5A), 221,8 kg de rocha pouco a medianamente decomposta (5) e 207,7 kg de rocha sã (6), conforme o Quadro 1.

Nº furo	Localização	Rocha tipo 5A (kg)	Rocha tipo 5 (kg)	Rocha tipo 6 (kg)
SR-07	Túneis de desvio - MD	43,10	37,60	-
SR-105	Barragem	68,00	44,20	32,20
SR-108	Casa de Força	41,60	36,60	42,20
SR-111	Vertedouro	55,30	34,00	65,90
SR-115	Tomada d'Água	-	69,40	67,40
Tota	l (kg)	208,00	221,80	207,70

Quadro 1 – Localização e quantitativos de amostras coletadas para os ensaios de laboratório.

3.2 - Caracterização das amostras

As atividades conduzidas na primeira etapa dos estudos, representadas por análises petrográficas e químicas, tiveram como principal objetivo caracterizar as amostras de enrocamento do tipo 5A e 6. Elas foram selecionadas por representarem extremos de intemperismo, como mencionado no item anterior.

As análises petrográficas, utilizadas para identificação dos minerais translúcidos, principalmente silicatos e carbonatos, foram realizadas a partir do exame por microscopia óptica em lâminas delgadas, expostas em áreas de aproximadamente $4,0 \times 2,5$ cm, com espessuras da ordem de 0,03 mm. As referidas análises foram conduzidas nos laboratórios do Departamento de Geologia (DEGEO) da UFOP.

Os teores químicos foram obtidos em ICP-AES, através do equipamento Spectro, modelo Ciros CCD, pertencente ao Laboratório de Geoquímica Ambiental DEGEO-UFOP. A digestão da amostra foi feita por calcinação a 1000°C por 1 hora, sendo o resíduo deste procedimento solubilizado em meio ácido.

3.3 – Estudos laboratoriais

A tendência de determinada rocha em produzir acidez é função do balanço entre os minerais consumidores de ácido (alcalinos) e os produtores de acidez (sulfetos). Empiricamente, cada vez que a capacidade consumidora de ácido de uma rocha (ou potencial de neutralização) ultrapassa a capacidade de geração de ácido, toda a acidez gerada da rocha é consumida. Desta forma, a DAR gerada pela oxidação dos minerais sulfetados poderá ser neutralizada pelo contato com os minerais consumidores de ácido, como carbonatos e silicatos. Comumente estes potenciais são analisados pela determinação do balanço ácido-base, designados de ensaios estáticos ou ABA (do inglês: *Acid-Base Accounting*).

Dito isso, ensaios estáticos foram realizados nas amostras 5, 5A e 6. Os ensaios estáticos escolhidos para a determinação do potencial de geração ácida e de neutralização de acidez das amostras foram o teste de geração ácida líquida (NAG) e o pH em pasta (MEND, 2009). O motivo dessa escolha decorre de que ambos são expeditos e possuem ampla divulgação na literatura.

O teste NAG foi desenvolvido na Austrália e tem a finalidade de contabilizar o potencial líquido de geração ácida de determinada amostra (MEND, 2009). Para isto a amostra é oxidada a quente com peróxido de hidrogênio, levando à oxidação dos sulfetos a sulfatos. O ácido sulfúrico gerado é então neutralizado pelas bases presentes na amostra e o excedente ácido, quando houver, é titulado com solução padrão de hidróxido de sódio até o pH 4,5. Os materiais são classificados conforme os seguintes critérios (MEND, 2009):

- Não geradores de ácido: pH NAG > 4,5
- Geradores de ácido: pH NAG < 4,5

Para realização do referido ensaio aproximadamente 2,5 g de rocha pulverizada (fração menor que a peneira 200 mesh) foram suspensos em 250,0 mL de solução de peróxido de hidrogênio 15%, em duplicata. As suspensões foram então fervidas até a completa decomposição do peróxido de hidrogênio, caracterizada pelo cessar do aborbulhamento.

Após resfriamento em temperatura ambiente, as suspensões foram então tituladas até a obtenção de pH 4,5 com solução de NaOH 0,01 mol/L padronizada. Também foi avaliada uma amostra que havia sido utilizada nas colunas de lixiviação empregadas nos ensaios cinéticos, que serão detalhados mais a frente, denominada aqui de amostra 5AL.

Os ensaios de determinação do pH em pasta consistiram na suspensão de 20 g ou 40 g de amostra pulverizada (< 200 mesh) em 20 mL de água deionizada, constituindo relações sólido: líquido de 1:1 e 2:1, conforme MEND (2009).

Posteriormente, as suspensões foram agitadas por 5 minutos, com 30 minutos de descanso subsequentes. Para cada amostra foram feitas 2 leituras de pH.

Os ensaios cinéticos foram representados pela lixiviação em colunas e em extratores Soxhlet, conforme os procedimentos indicados em Hornberger e Brady (1998) e Guimarães (2012). O objetivo destes ensaios, além de confirmar os resultados dos ensaios estáticos, era tentar simular melhor as condições reais de intemperismo, considerando os aspectos físicos (dimensões e geometria do aparato experimental, quantidade e granulometria da amostra, volume, etc.), químicos (composição mineral das amostras, composição química da solução efluente e influente, etc.) e biológicos (presença e abundância de bactérias oxidantes, presença e variabilidade de nutrientes, etc.). Assim, teoricamente a qualidade da DAR gerada estaria mais próxima da realidade de campo.

Como o próprio nome diz, as colunas são cilindros onde as amostras são percoladas por fluidos de maneira controlada, avaliando-se o lixiviado com o tempo. Trata-se de um conjunto formado por três partes: reservatório inferior, coluna de amostra e tampa superior, fixados por hastes e borboletas de latão (Figura 4).

Os materiais empregados em sua construção foram o PVC (reservatório inferior e tampa superior) e acrílico (coluna), considerados inertes em relação às soluções ácidas percolantes. Ao conjunto foram adicionadas três torneiras em PVC, as quais foram utilizadas para coleta da água percolada (tampa inferior) e para a entrada de ar (oxigênio) no sistema.

A amostra utilizada no ensaio foi obtida conforme descrito no item 3.1, sendo o material britado em um britador mecânico de mandíbula, limpo previamente com água destilada.

A etapa seguinte consistiu no peneiramento do material em malha # 3,3 cm, de modo que o diâmetro equivalente máximo do material considerado seja o mesmo. De acordo com as recomendações de Hornberger e Brady (1998), o diâmetro equivalente máximo das partículas deveria ser igual a 1/4 do diâmetro interno da coluna de lixiviação. Desta forma, os parâmetros adotados para o ensaio foram:



Fig. 4 – Detalhe da coluna de lixiviação.

- Diâmetro interno (ϕ) da coluna = 14 cm $\Rightarrow \phi$ máximo partícula = 3,5 cm
- Largura caixa cisalhamento = 20 cm $\Rightarrow \phi$ máximo partícula = 3,3 cm

Durante a percolação, a alimentação de água destilada-deionizada na coluna foi realizada por meio da utilização de um pequeno reservatório plástico (barrilhete), com controle manual dos volumes inseridos, utilizando-se de uma torneira plástica simples. O volume diário de água adicionado foi calculado com base no volume total de 14 852,83 mL, correspondente a um ano hidrológico na UHE Irapé. Desta forma, o volume empregado foi de 1142,5 mL, considerando 13 dias de ensaio.

As características dos ensaios de lixiviação são apresentadas, resumidamente, no Quadro 2.

Material ensaiado	Massa total (g)	Diâmetro interno (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Massa específica (g/cm³)	Volume percolado (cm³)	Compactação final
5A (CL1)	20 334	14,4	91,2	162,86	1,37	5787	0,66%
5A (CL1a)	20 548	14,4	89,4	162,86	1,41	17 361	0,34%
6 (CL2)	22 026	14,4	89,8	162,86	1,51	51 192,2	0,45%

Quadro 2 - Características dos ensaios de lixiviação.

O bom funcionamento da coluna durante a realização dos ensaios evidenciou as boas condições do processo construtivo e operacional utilizado. Dentre as diversas características das colunas empregas e dos procedimentos adotados nos ensaios, merecem destaque:

 As amostras ensaiadas foram muito bem caracterizadas física, química e mineralogicamente, de forma a se obter melhor controle antes, durante e depois do ensaio e também auxiliar na interpretação dos resultados;

- O diâmetro equivalente máximo da maior partícula ensaiada foi aproximadamente 4 vezes menor que o diâmetro interno da coluna;
- Houve controle dos volumes ensaiados dentro da coluna, tanto de sólidos, como líquidos e gases;
- Foi feito o monitoramento dos parâmetros pH, Eh, condutividade elétrica, e temperatura, com frequência diária.

Encerrando a fase de testes cinéticos, lançou-se mão do extrator Soxhlet, que constitui em um equipamento utilizado na simulação de intemperismo acelerado, no qual ciclos de lixiviação são impostos às amostras. O fluido percolado é constantemente recirculado por meio de evaporações e condensações sucessivas, possibilitando o controle de temperatura, do fluxo e de altura da coluna de solução, conforme Figura 5.



Fig. 5 – Extrator Soxhlet em funcionamento.

Esta etapa consistiu na avaliação da amostra 5A, onde se observou quantidades significativas de produtos de oxidação, que representam, em outras palavras, acidez que poderia ser liberada em contato com a água e oxigênio.

Foi preparada uma amostra peneirada em malha de 1 cm, correspondente ao diâmetro máximo de ¼ do diâmetro do tubo do extrator no qual seria depositada. Uma massa seca de 365,0 g de amostra foi utilizada, para 1000 mL de água destilada + deionizada como solução lixiviante.

Dentro do extrator, as amostras foram recobertas por manta acrílica, de modo a protegê-las no contato com a água e o vidro. Cada ciclo de lixiviação durou 6 horas, sendo realizados ao todo 8 ciclos, em 8 dias diferentes.

A campanha laboratorial foi encerrada com ensaios de ciclagem natural e ataque com etilenoglicol. Eles foram escolhidos pois são normalizados (ver Quadro 3) e rotineiros em análises da qualidade de agregados em pavimentos, pretendendo-se avaliar a possibilidade da geração ácida e sua influência no desgaste intempérico destas amostras. Os ensaios foram realizados no período de abril a junho/2010 no Laboratório de Pavimentos da UFOP.

Norma ABNT	Descrição	Objetivo
NBR	Agregados – Verificação do comportamento	Verificar a perda de massa em percentagem
12.695	mediante a ciclagem natural	de determinada quantidade de amostra de
NBR	Agregados – Avaliação do comportamento	agregados quando submetidos a diferentes
12.697	mediante ciclagem acelerada com etilenoglicol	processos de ciclagem

Quadro 3 - Normas Técnicas empregadas nos ensaios de ciclagem.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 - Ensaios de caracterização

Nas atividades conduzidas na primeira etapa dos estudos promoveu-se a caracterização das amostras de enrocamento do tipo 5A (mais alterada) e 6 (rocha sã), selecionadas por representarem extremos de intemperismo, buscando conhecer detalhadamente seus componentes mineralógicos e químicos, principalmente sulfetos, bem como avaliar seu potencial de geração de drenagem ácida.

Nesse sentido, foi possível identificar através da análise petrográfica em lâmina delgada que as amostras avaliadas são inequigranulares (os cristais diferem substancialmente no tamanho), com grãos variando de grossos (maiores que 5 mm) a finos (menores que 1 mm). Quanto à perfeição de forma, os cristais variam de euédricos (bem formados, com faces nítidas e facilmente reconhecíveis) a anédricos (sem faces nítidas), sendo que, entre os grãos de quartzo os cristais possuem contatos poligonais e amebóides.

A textura é granolepidoblástica, correspondendo a cristais de quartzo aproximadamente equidimensionais em contato com cristais tabulares de sericita, biotita e clorita, com orientação preferencial, gerando uma foliação pronunciada. Observa-se ainda a textura poiquiloblástica, através de cristais porfiroblásticos, gerados a partir do processo de metamorfismo da biotita, preenchidos por inclusões diminutas de outros minerais.

Destaca-se a presença dos sulfetos pirrotita (pt) e calcopirita (cp), compondo 20% da lâmina, além de hemetita (hm), como destacado na Figura 6.



Fig. 6 – Foto de lâmina delgada (amostra 6 – 20×) - a) em luz refletida e natural;
b) em luz refletida e polarizada – Fonte: CCI.

Foram também identificados os seguintes minerais:

- Quartzo (SiO₂): Corresponde a aproximadamente 30% da lâmina. É um mineral pré-tectônico e está distribuído em forma aproximadamente paralela à foliação.
- Sericita [KAl₂(OH)₂(AlSi₃O₁₀)]: Corresponde a aproximadamente 24% da lâmina. É o principal mineral constituinte da foliação e é sin-tectônico.
- Cianita (Al₂SiO₅): Corresponde a aproximadamente 10% da lâmina. É um mineral sin-tectônico.
- Biotita [K(Mg,Fe)₃(OH,F)₂(Al,Fe)Si₃O₁₀]: Corresponde a aproximadamente 5% da lâmina. É um mineral sin-tectônico, alguns cristais se encontram oblíquos em relação à foliação, devido a sua formação durante o metamorfismo.
- Clorita [(Mg,Al,Fe)₁₂(Si,Al)₈O₂₀(OH)₁₆]: Corresponde a aproximadamente 5% da lâmina. Está presente na foliação da rocha.
- Granada [A₃₂+B₂₃+(SiO₄)₃]: Corresponde a aproximadamente 5% da lâmina. É um mineral pré-tectônico.
- Zircão (ZrSiO₄): Corresponde a aproximadamente 1% da lâmina. Está incluso dentro de cristais de biotita.

Os resultados das análises químicas são apresentados no Quadro 4 e confirmam as observações petrográficas, nas quais a rocha é descrita como xisto. Destaca-se a pequena quantidade de enxofre elemental, incompatível com as observações petrográficas que deram conta de 20% de sulfetos para a amostra 6.

Elemento	Amostra		
	6	5A	
SiO ₂ (Si)	75,3 (35,2)	86,5 (40,4)	
Al ₂ O ₃ (Al)	11,1 (5,9)	7,62 (4,0)	
CaO (Ca)	0,547 (0,4)	0,058 (0,04)	
Fe_2O_3 (Fe)	5,10 (3,6)	1,93 (1,35)	
K ₂ O (K)	2,39 (2,0)	1,71 (1,42)	
MgO (Mg)	1,13 (0,7)	0,30 (0,50)	
MnO (Mn)	0,186 (0,14)	0,304 (0,39)	
Na ₂ O (Na)	0,937 (0,7)	0,427 (0,32)	
TiO ₂ (Ti)	0,152 (0,1)	0,104 (0,06)	
(S)	(1,52)	(0,03)	

Quadro 4 – Teores em óxidos das amostras 5A e 6, (% em peso). Os teores elementais estão entre parênteses.

Adicionalmente foram observados menores teores para a amostra 5A, exceto para MnO e SiO_2 , fato que demonstra o efeito do processo intempérico de lixiviação sobre o material, uma vez que a amostra 5A apresenta-se mais alterada que a amostra 6. Tal fato explica ainda os teores desprezíveis de enxofre elemental (S) da amostra 5A.

Quanto aos elementos traços, destacam-se os valores mais significativos dos elementos Ba, P, V e Zn, conforme relata o Quadro 5.

Elemento	Amostra 5A (ppm)	Amostra 6 (ppm)	Limite Quant. (LQ) ppm
Al	40 351	58 867	31
As	<lq< td=""><td><lq< td=""><td>5,98</td></lq<></td></lq<>	<lq< td=""><td>5,98</td></lq<>	5,98
Ba	806	1322	0,0389
Be	0,862	1,46	0,155
Bi	<lq< td=""><td><lq< td=""><td>7,13</td></lq<></td></lq<>	<lq< td=""><td>7,13</td></lq<>	7,13
Са	415	3908	19,0
Cd	<lq< td=""><td><lq< td=""><td>1,65</td></lq<></td></lq<>	<lq< td=""><td>1,65</td></lq<>	1,65
Со	40,6	49,4	1,15
Cr	73,2	141	0,630
Cu	49,1	51,0	1,90
Fe	13 529	35 680	51,5
К	14 173	19 817	9,08
Li	74,9	78,9	5,19
Mg	1835	6838	0,180
Mn	2358	1441	0,107
Мо	<lq< td=""><td><lq< td=""><td>1,28</td></lq<></td></lq<>	<lq< td=""><td>1,28</td></lq<>	1,28
Na	3171	6950	6,90
Ni	5,12	44,9	1,71
Р	97,8	568	5,78
Pb	<lq< td=""><td><lq< td=""><td>7,47</td></lq<></td></lq<>	<lq< td=""><td>7,47</td></lq<>	7,47
Sb	<lq< td=""><td><lq< td=""><td>6,0</td></lq<></td></lq<>	<lq< td=""><td>6,0</td></lq<>	6,0
Sc	4,98	8,25	0,0536
Sr	34,6	64,3	0,0316
Ti	623	913	0,840
V	91,1	103	6,39
Y	10,6	9,4	0,336
Zn	16,0	170	0,296
Zr	31,0	21,2	0,866
PPC	3,88%	4,42%	_

Quadro 5 - Teores químicos (ppm) das amostras 5A e 6 (elementos mais expressivos + traços).

De maneira resumida as amostras rochosas analisadas podem ser descritas como xisto escuro sulfetado, que, pela presença da cianita, pode ser enquadrado em metamorfismo regional de pressão e temperatura variando de média a alta, originado do metamorfismo de rochas pelíticas ou micáceas.

4.2 - Ensaios estáticos e cinéticos

Os resultados do teste de geração ácida líquida (NAG) são descritos abaixo, donde se confirma o potencial de geração ácida das amostras estudadas:

- Amostra 6: NAG pH = 2,54 (< pH 4,5) conclusão: gerador de ácido
- Amostra 5A: NAG pH = 3,0 (< pH 4,5) conclusão: gerador de ácido
- Amostra 5AL: NAG pH = 2,95 (< pH 4,5) conclusão: gerador de ácido

Os resultados do pH em pasta são apresentados no Quadro 6, e não se verificou geração ácida nas amostras 5A e 6, em contraposição aos testes NAG. Acredita-se que não houve tempo hábil para a completa oxidação dos sulfetos presentes, de modo que não se recomenda este método para futuras análises de geração ácida.

Amostra	pH em pasta Razão Sólido:Líquido 1:1	pH em pasta Razão Sólido:Líquido 2:1	
Água	8,3	7,0	
6	7,5	7,2	
5A	8,3	7,9	
5AL	9,3	8,8	

Quadro 6 – Resultados do ensaios de pH em pasta.

Nas Figuras 7 a 10 estão apresentados os resultados do monitoramento do lixiviado dos ensaios em colunas.



Fig. 7 – Evolução do pH para os ensaios CL1, CL1A e CL2.



Fig. 8 – Evolução do Eh para os ensaios CL1, CL1A e CL2.



Fig. 9 – Evolução da condutividade elétrica (CE) para os ensaios CL1, CL1A e CL2.



Fig. 10 – Evolução da temperatura para os ensaios CL1, CL1A e CL2.

Alguns comentários podem ser destacados acerca dos resultados dos ensaios de lixiviação em colunas:

- O aumento do pH durante o ensaio sugere ausência de geração ácida ou a lixiviação da acidez presente, considerando também a neutralidade da água destilada-deionizada das colunas;
- As oscilações verificadas para o Eh são inconclusivas, não sendo observada tendência de aumento das condições oxidantes ou redutoras. De forma geral, os valores se situam entre 100 e 300 mV, o que não denota condições oxidantes para a geração ácida;
- Verificou-se redução significativa da condutividade elétrica, indicando pouca lixiviação da fase sólida;
- Não foi possível verificar tendência de reações exotérmicas ou endotérmicas durante os ensaios, considerando a temperatura da água destilada-deionizada na entrada das colunas e também a oscilação da temperatura do lixiviado.

Os resultados obtidos do monitoramento do lixiviado do extrator Soxhlet são apresentados nas Figuras 11 a 13. A título de comparação, foram incluídos nestes diagramas cartesianos os resultados do monitoramento do ensaio CL1 das colunas de lixiviação.

De um modo geral se observou que o pH se elevou em aproximadamente 1 ponto em oito ciclos de lixiviação, à semelhança do resultado do ensaio CL1. Portanto, os resultados mostraram que durante os primeiros ciclos não houve variação significante nos dois métodos cinéticos, mesmo considerando que a taxa de intemperismo no extrator Soxhlet possa ser maior em relação às colunas de lixiviação.

Mais uma vez se constatou a ausência da geração ácida na amostra 5A nos tempos considerados, tal qual no ensaio CL1. Observou-se, também, que as condições de Eh do ensaio CL1 foram um pouco mais oxidantes do que no extrator. Tal fato pode estar relacionado às maiores temperaturas alcançadas no extrator (ebulição), que causaram a expulsão do oxigênio do sistema, diminuindo as condições oxidantes.

A evolução da condutividade elétrica em ambos os tipos de ensaios mostrou maiores valores iniciais para o ensaio CL1 (coluna de lixiviação) em relação ao ensaio ES1 (extrator Soxhlet), indicando maior solubilização de íons no primeiro. Tal fato provavelmente se deve a maior quantidade de amostra presente na coluna de lixiviação. De qualquer forma, a tendência da CE em ambos os ensaios é diminuir até próximo de zero, indicando que não há aumento de solubilização com o tempo, fato que corrobora a observação sobre a neutralização ou ausência de geração ácida feita para o pH e Eh.



Fig. 11 – Evolução do pH nos ensaios ES1 e CL1.



Fig. 12 – Evolução do Eh nos ensaios ES1 e CL1.



Fig. 13 – Evolução da CE nos ensaios ES1 e CL1.

Comparando-se os resultados gerados a partir do extrator Soxhlet com os obtidos através dos ensaios em colunas, verifica-se uma elevação moderada do pH, demonstrando que durante os primeiros ciclos não há variação significante nos dois métodos, mesmo considerando que a taxa de intemperismo no extrator seja maior. Mais uma vez se constatou a ausência da geração ácida na amostra 5A, tal qual no ensaio em coluna de lixiviação, considerando o tempo de ensaio em questão.

Conclui-se, ainda, que as condições de Eh do ensaio em coluna foram um pouco mais oxidantes do que no extrator Soxhlet. Tal fato pode estar relacionado às maiores temperaturas alcançadas no extrator (ebulição), que causaram a expulsão do oxigênio do sistema, diminuindo a oxidação.

Finalmente, a condutividade elétrica mostrou-se mais acentuada nos ensaios de coluna, indicando maior solubilização de íons no primeiro. Tal fato provavelmente se deve a maior quantidade de amostra presente na coluna de lixiviação. De qualquer forma, a tendência da CE em ambos os ensaios é diminuir até próximo de zero, indicando que não há aumento de solubilização com o tempo, fato que corrobora a observação sobre a neutralização ou ausência de geração ácida feita para o pH e Eh. A campanha laboratorial foi encerrada com ensaios de ciclagem (natural/com etilenoglicol) que, de maneira geral, apresentaram convergência nos resultados, evidenciando perdas de massa desprezíveis e efeitos incipientes nas amostras ensaiadas (Quadros 7 e 8). Durante o exame qualitativo macroscópico não foram observados quaisquer sinais de deterioração, fissuração ou lasqueamento dos grãos de rocha.

Тіро	Ciclo	Duração (h)	m ₀ (kg)	m (kg)	Perda de massa (%)
Ciclagem com etilenoglicol	1	24	1,5	1,5	0
	2	24	1,5	1,5	0
	3	24	1,5	1,5	0
	4	24	1,5	1,5	0
	5	24	1,5	1,5	0
	6	24	1,5	1,499	0,067
	7	24	1,5	1,499	0,067
	8	24	1,5	1,499	0,067
	9	24	1,5	1,499	0,067
	10	24	1,5	1,499	0,067
	11	24	1,5	1,499	0,067
	12	24	1,5	1,499	0,067
	13	24	1,5	1,499	0,067
	14	24	1,5	1,498	0,133
	15	24	1,5	1,498	0,133
	16	24	1,5	1,498	0,133
	17	24	1,5	1,498	0,133
	18	24	1,5	1,498	0,133

Quadro 7 – Perdas de massa obtidas no ensaio de ciclagem com etilenoglicol.

Lima (2009) relata os resultados de estudos de percolação em grandes lisímetros de campo utilizando amostras de xistos (5 e 5A) do enrocamento da barragem de Irapé, constatando que para algumas a geração ácida foi praticamente instantânea, fato que não foi percebido nos resultados da presente pesquisa. Adicionalmente, Lima (2009) reporta a grande heterogeneidade de comportamento das amostras locais em termos de geração ácida, mesmo após dois anos de percolação, o que talvez possa explicar o comportamento variável das amostras aqui estudadas.

De qualquer maneira tempos maiores de ensaios são sugeridos tanto para os ensaios de lixiviação, quanto para a ciclagem natural, levando-se em consideração também a intervenção bacteriológica por meio de bioadição e bioestimulação. Adicionalmente sugere-se a aplicação do peróxido de hidrogênio (H_2O_2) , um poderoso agente oxidante, em substituição ao etilenoglicol nos ensaios de ciclagem.

Тіро	Ciclo	Duração (h)	m ₀ (kg)	m (kg)	Perda de massa (%)
Ciclagem natural	1	48	1,5	1,5	0
	2	48	1,5	1,5	0
	3	48	1,5	1,498	0,133
	4	72	1,498	1,498	0
	5	72	1,498	1,498	0
	6	72	1,498	1,498	0

Quadro 8 - Perdas de massa obtidas no ensaio de ciclagem natural.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A campanha laboratorial mostrou a presença de sulfetos (pirrotita e calcopirita) na análise petrográfica e os resultados dos ensaios NAG revelaram potencial de geração ácida em algumas das amostras. Por outro lado, baixos teores de enxofre foram detectados nas análises químicas e também os ensaios cinéticos em colunas e no extrator Soxhlet não revelaram a presença de geração ácida. Adicionalmente, nenhuma alteração intempérica relevante foi verificada nos ensaios de ciclagem.

Infere-se, então, que o tempo aplicado nos ensaios de lixiviação e o número de ciclos dos ensaios de ciclagem não foram adequados, e dessa maneira são recomendados prazos maiores e um maior número de ciclos para análises futuras com estes materiais.

Reconhece-se que a cinética química e as reações envolvidas no processo de geração ácida nos ensaios cinéticos são complexas, envolvendo fatores de caráter mineralógico, físico, químico e biológico, e esta complexidade dificulta a interpretação dos fatos verificados nos ensaios. Por outro lado, não se podem desprezar os resultados destes ensaios, pois seus aspectos constitutivos e operacionais são mais parecidos aos fatos da obra em campo em relação aos resultados obtidos de análises químico-mineralógicas e também de ensaios estáticos.

Contudo, as atividades a seguir são apresentadas como sugestão de pesquisas laboratoriais futuras utilizando-se materiais da barragem de Irapé:

- Realização de ensaios cinéticos em períodos mais longos (anuais), de modo a se melhor avaliar a cinética química envolvida;
- Catalisação de uma possível geração ácida por meio da adição de populações bacterianas cultivadas em laboratório (bioadição ou bioestimulação);
- Emprego de células de umidade em períodos superiores (5 meses) aos preconizados pela norma ASTM D5744-96.

6 - AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus agradecimentos à Cemig Geração e Transmissão S.A. pela disponibilização de dados e informações do projeto da UHE Irapé; aos alunos Marcela Mapa e Miguel Paganin pela realização dos ensaios e aos revisores do artigo, que muito contribuíram para o presente texto.

7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aires, A.D.B. (2006). *Estudo tensão-deformação da barragem de Irapé*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 167p.
- ASTM D5744-96 (1996). Standard Test Method for Accelerated Weathering of Solid Materials Using a Modified Humidity Cell.
- Duarte, M.G. (2011). Ensaios laboratoriais para avaliação da drenagem ácida na barragem da UHE Irapé. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 135p.
- Evangelou, V.P. (1995). Pyrite Oxidation and Its Control: Solution Chemistry, Surface Chemistry, Acid Mine Drainage (AMD), Molecular Oxidation Mechanisms, Microbial Role, Kinetics, Control, Ameliorates and Limitations, Microencapsulation. CRC Press, New York, USA, 293p.
- Guimarães, A.T.A. (2012). Estudos cinéticos para a previsão e prevenção de drenagem ácida: estudo do caso das Indústrias Nucleares do Brasil (INB), Caldas, MG. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Evolução Crustal e Conservação dos Recursos Naturais. Universidade Federal de Ouro Preto.
- Hornberger, R.J; Brady, K.B.C. (1998). *Kinetic (leaching) tests for the prediction of mine drainage quality.* In: Coal Mine Drainage Prediction and Pollution Prevention in Pennsylvania, Harrisburg: Pennsylvania Department of Environmental Protection, pp. 7-1 to 7-54.
- Hornberger, R.J.; Brady, K.B.C.; Cuddeback, J.E.; White, W.B.; Scheetz, B.E.; Telliard, W.A.; Parsons, S.C.; Loop, C.M.; Bergstresser, T.W.; McCracken Jr., C.R.; Wood, D. (2004). *Refinement of ADTI-WP2 standard weathering procedures, and evaluation of particle size and surface area effects upon leaching rates: Part 1: Laboratory evaluation of method performance.* National Meeting of the American Society of Mining and Reclamation and the 25th West Virginia Surface Mine Drainage Task Force. ASMR, Lexington, USA. pp. 916-947.
- Lima, A.L.C. (2009). *Influência da presença de sulfetos na implantação da UHE Irapé Vale do Jequitinhonha Minas Gerais.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 206p.
- MEND (2009). Prediction Manual for Drainage Chemistry from Sulphidic Geologic Materials. MEND Report 1.20.1.
- Murta, F.C.; Leite, A.L.; Lima, H.M. (2008). Estudos cinéticos de sistemas de coberturas alcalinas em pilha de estéril para a prevenção ácida de mina. Revista Brasileira de Geociências, v. 38, pp. 227-236.
- Pereira, W.J.L. (2008). Impermeabilização das superfícies de contato para implantação de estruturas de concreto em maciço de rocha sulfetada: o caso da UHE de Irapé. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 158p.
- Sengupta, M. (1993). Environment Impacts of Mining Monitoring, restoration and control, Lewis Publishers, USA. 494p.

USO DOS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONE, DESAGREGAÇÃO, SUCÇÃO E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARA AVALIAR A ERODIBILIDADE

Use of penetration, disaggregation, suction and tensile strength tests for evaluating soil erodibility

Rodrigo da Cruz de Araujo* Tácio Mauro Pereira Campos**

RESUMO – Apesar dos muitos estudos em diferentes áreas, como pedologia, geografia e geotecnia, a erosão superficial de solo é um fenômeno bastante complexo ainda não completamente compreendido. Neste trabalho, as amostras coletadas de três solos, selecionadas com base nas feições erosivas que apresentavam em campo, foram submetidas a ensaios de desagregação e de penetração de cone, propostos na literatura como avaliadores da erodibilidade de solos, e também a ensaios de sucção e resistência à tração, propostos aqui como possíveis métodos indiretos indicativos da susceptibilidade à erosão de um solo. Pôde-se concluir que os ensaios de desagregação e penetração de cone apresentam resultados de boa qualidade, sendo satisfatoriamente representativos do comportamento que se pode esperar em campo para os solos de uma maneira geral. Trata-se, portanto, de ensaios muito úteis, uma vez que apresentam a vantagem de serem de execução muito simples e fácil. Os estudos realizados indicaram ainda que a sucção e a resistência à tração também demonstram relação direta com o processo erosivo.

ABSTRACT – Despite of many studies in different areas, such as pedology, geography and geotechnics, erosion is a complex phenomenon not yet completely understood. In this work the samples collected from three soils selected in the field, taking into account their erosive features, were submitted to disaggregation and penetration tests, proposed in the literature to evaluate the soil erodibility and also to suction and tensile strength tests, proposed here as methods indicative of susceptibility to erosion. It was concluded that disaggregation and penetration tests results have good quality, satisfactorily representing the field expected behavior. They are, therefore, very useful tests, presenting the advantage of being very simple and easy to implement. The research also indicates that suction and tensile strength show direct relationship with erosive processes.

PALAVRAS CHAVE - Erodibilidade, ensaios de laboratório, sucção, resistência à tração.

1 – INTRODUÇÃO

A erosão é um fenômeno bastante complexo, uma vez que envolve a ação direta ou indireta de diversos fatores, tais como as características geológicas e geomorfológicas, os tipos de solos, clima, vegetação, além da interferência humana que modifica as condições naturais de cada um deles.

Devido à complexidade do processo, seu entendimento ainda não é completo, necessitando de pesquisas que possam confirmar as considerações existentes e proporcionar novos conhecimentos. Bertoni e Lombardi Neto (2008) expõem que os fatores que influem no processo erosivo são chuva, infiltração, topografia do terreno, cobertura vegetal e natureza do solo. Na mesma linha, Silva (2007)

^{*} Professor Adjunto, Faculdade de Engenharia Civil, Campus Universitário de Tucuruí, Universidade Federal do Pará. E-mail: rodrigocruz@ufpa.br

^{**} Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro. E-mail: tacio@puc-rio.br

expõe que de modo geral consideram-se como fatores controladores dos processos erosivos a erosividade da chuva, as propriedades dos solos, a cobertura vegetal e as características das encostas.

Neste trabalho, procura-se fazer um estudo direcionado principalmente para uma verificação da confiabilidade de alguns métodos simples propostos para avaliação da erodibilidade de solos. Esta avaliação é realizada por meio da análise conjunta de observações feitas em campo e resultados de ensaios de laboratório.

Optou-se então por trabalhar com solos de uma formação geológica denominada "Formação Macacu", no estado do Rio de Janeiro. Tal escolha se deu porque tal formação é representante na região de uma unidade sedimentar notável pela sua extensão, encontrada desde o Pará até o Rio de Janeiro, delineando-se ainda depósitos correlacionáveis na região sul. Esta unidade é conhecida como "Barreiras" e corresponde a depósitos sedimentares continentais pertencentes ao terciário.

2 – ASPECTOS GERAIS DA ÁREA ESTUDADA

A Formação Macacu, da qual foram coletadas as amostras dos solos estudados neste trabalho, foi descrita por Meis e Amador (1972 e 1977) e Amador (1980) e corresponde a depósitos representantes do Grupo Barreiras na região da Baía de Guanabara. Sua ocorrência na região é bastante significativa, com uma abrangência que inclui os municípios de Itaboraí, Cachoeiras de Macacu, Duque de Caxias, São Gonçalo e Rio de Janeiro.

Amador (1996) descreve a formação como "uma sucessão de lentes e camadas pouco espessas de sedimentos arenosos, areno-argilosos, argilo-arenosos e argilo-sílticos, pouco consolidados e afos-silíferos".

Os sedimentos da formação apresentam baixa seleção, atribuída à pouca competência do agente de deposição, em termos de produzir selecionamento, e às distorções provocadas nos sedimentos por alteração pós-deposicional.

Freqüentemente podem ser encontradas ferrificações (concreções limoníticas), como produto da diagênese. Também se verificam, embora mais eventuais, concreções silicosas, normalmente desenvolvidas a partir de areias arcoseanas.

Em Itambi, local do perfil em estudo, se verificam afloramentos da fácies mais fina, de baixa energia e característica de centro de bacia. Muito finos e plásticos, os sedimentos deste ambiente são explorados para serem utilizados como matéria-prima da indústria de cerâmicas e olarias, atividade esta já tradicional na região.

3 - ESTUDOS EXECUTADOS E MÉTODOS ADOTADOS

Neste item, serão abordados os procedimentos utilizados para o desenvolvimento do estudo proposto, os quais consistiram em trabalhos de campo e de laboratório.

3.1 - Trabalhos de campo

Os trabalhos de campo consistiram em visitas aos locais de ocorrência da Formação Macacu, a fim de se observar suas características e selecionar um perfil representativo desta formação, utilizado como seção-tipo na pesquisa.

A partir da observação em campo, foi selecionado um perfil representativo das feições típicas encontradas na região. O perfil escolhido (Figura 1) tem aproximadamente 10m de altura, podendose identificar (de maneira preliminar, apenas por meio de análise táctil-visual) da base para o topo, as seguintes características por camadas, constituídas por:

- solo de textura essencialmente argilosa (posteriormente classificado como CH pelo sistema unificado de classificação de solos), coloração verde, com consistência firme e baixa porosidade, muito plástico, espessura exposta de aproximadamente 2m;
- solo de textura silto-arenosa, (posteriormente classificado como MH pelo sistema unificado de classificação de solos), coloração arroxeada, com ocorrência de oxidação de ferro, presença de lentes do solo superior branco, transição entre ambos irregular, porém de fácil visualização. Observa-se a presença de quartzo e mica. Espessura de aproximadamente 4,6m;
- solo de textura areno-argilosa, (posteriormente classificado como SC pelo sistema unificado de classificação de solos), coloração branca, com mosqueamento por óxido de ferro. Presença de quartzo, mica e feldspato. Espessura de 2,4m;
- horizonte laterítico, com presença de concreções ferruginosas. Neste, por ser presumivelmente o menos erodível, não foram coletadas amostras. A espessura é de cerca de 0,5m; cobertura amarela laterizada, com 0,5m de espessura.



Fig. 1 – Foto-montagem da seção-tipo representativa da Formação Macacu selecionada.

A observação de exposições possibilitou a comparação das condições dos solos ao longo do tempo. Desta forma, foi possível identificar feições erosivas presentes nos solos da formação em estudo, a partir do que se concluiu que o solo da camada areno-argilosa branca, classificado como SC, apresenta maior erodibilidade que o solo da camada MH, identificado visualmente como siltoarenoso de cor roxa. A observação das condições de erosão do CH (identificado em campo como argiloso de cor verde) foi muito difícil, uma vez que na maioria dos casos o mesmo se encontrava encoberto pelo próprio material erodido das camadas superiores. Quando se pôde observá-lo, o material não indicava a ocorrência de erosão, parecendo ser o menos erodível dentre as três camadas de solo.

Por uma questão de simplificação, neste trabalho, os solos SC, MH e CH, são "vulgarmente" chamados respectivamente de branco, roxo e verde em virtude da primeira identificação visual das camadas em campo.

3.2 - Trabalhos de laboratório

De acordo com os objetivos estabelecidos para este trabalho, definiu-se um programa experimental, visando verificar se os resultados obtidos em laboratório seriam de fato representativos dos aspectos de erodibilidade observados em campo no material relacionado.

Os ensaios aqui analisados quanto à adequabilidade para avaliação da erodibilidade foram os de desagregação, de penetração de cone, resistência à tração e sucção.

3.2.1 – Ensaios de caracterização dos solos

Inicialmente, foram realizados ensaios de caracterizaçãos dos solos em questão, determinando-se para cada um deles a umidade natural (w_{nat}), umidade higroscópica (w_h), os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP), a granulometria (com uso de defloculante), a densidade dos grãos (G_s) e o peso específico natural de cada um dos solos e mineralogia da fração argilosa.

3.2.2 – Ensaio de desagregação

O ensaio de desagregação é um dos ensaios "clássicos" de avaliação da erodibilidade dos solos, realizada a partir da observação de como o solo reage ao ser mantido em contato com a água.

Neste trabalho, a metodologia adotada foi a proposta por Santos (1997), submetendo-se as amostras à imersão total desde o início do ensaio, o qual tem duração preestabelecida de 24 horas.

O ensaio foi realizado simultaneamente para os três solos, sendo utilizadas amostras indeformadas, com formato cúbico de aproximadamente 6cm de lado, moldadas na umidade natural.

3.2.3 – Ensaio de penetração de cone de laboratório

Trata-se de uma proposta de avaliação da erodibilidade dos solos, considerando-se como critério a relação entre as penetrações de um cone padronizado, em amostras em condições naturais e saturadas (Figura 2). A proposta e metodologia do ensaio foram desenvolvidas por Alcântara (1997).

Na realização dos ensaios são utilizadas amostras indeformadas, retiradas de blocos com o uso de anéis de cravação. Para saturar os corpos-de-prova os mesmos foram colocados sobre pedras porosas saturadas, até que se verificasse o surgimento de água em seus topos.

Neste ponto, destaca-se o comportamento do solo verde, que ao absorver água passou a expandir, chegando a sair do anel, ficando saliente cerca de 1cm. Em um dos corpos-de-prova deste material, surgiram fissuras após a expansão, motivo pelo qual o mesmo foi rejeitado, não sendo ensaiado.


Fig. 2 - Equipamento utilizado para ensaio de penetração de cone de laboratório.

3.2.4 – Ensaio de sucção

Marinho (1997) afirma que nos solos não saturados, as características mecânicas "são controladas, entre outras coisas, pela pressão (relativa) negativa na água intersticial. Esta pressão é dada pela diferença entre a pressão atmosférica (ou pressão no ar) e a pressão na água, sucção matricial".

Para a medição da sucção de um solo existem diversos métodos disponíveis. Estes consistem, resumidamente, em sensores que interagem com o solo até que o sistema entre em equilíbrio, permitindo então, por meio de uma calibração, a conversão das medições feitas para valores da grandeza desejada. Nesta pesquisa, foi adotado o método do papel filtro.

Marinho (1997) explica que "o estado de equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no material poroso, porém umidades diferentes. O tempo de equilíbrio é um fator de extrema importância para obtenção da correta sucção". Neste trabalho, optou-se pela realização de ensaios pelo método do papel filtro em contato físico com o solo, utilizando-se papéis Whatman no. 42, adotando-se para o mesmo uma curva de calibração da literatura, mais especificamente a proposta por Chandler *et al.* (1992).

No caso do papel filtro em contato direto com o solo, a sucção medida é a matricial, a qual exige um tempo de equilíbrio de sete dias, o qual foi padronizado para todas as amostras.

Conforme recomendado por Marinho (1994), o papel filtro foi cuidadosamente colocado na amostra e o conjunto foi envolvido com filme plástico, por sua vez lacrado com fita adesiva, buscando-se assim uma máxima vedação e mínima evaporação.

Decorrido o tempo de equilíbrio, os papéis foram retirados das amostras procurando-se atender a recomendação de que esta operação fosse realizada em no máximo cinco segundos, para evitar evaporação de água do papel.

Os sacos plásticos com os papéis úmidos foram pesados em balança com acurácia de 0,0005g. Os papéis foram então removidos dos sacos plásticos e deixados secando em estufa a 105°C, por pelo menos duas horas (tempo considerado normalmente suficiente por Marinho, 1997). Uma vez secos foram recolocados nos respectivos sacos (novamente em um tempo máximo de cinco segundos, desta vez para evitar que os papéis absorvessem água) e pesados.

Com a diferença de pesos obteve-se a umidade de cada papel e pela calibração do mesmo determinou-se a sua sucção. Os sacos plásticos utilizados na pesagem após a secagem dos papéis foram os mesmos utilizados na pesagem quando dos papéis úmidos.

3.2.5 – Ensaio de resistência à tração (Método Brasileiro)

A erosão é um processo constituído basicamente por duas etapas: o destacamento e o transporte das partículas. Assim sendo, neste trabalho optou-se pela realização de ensaios de resistência à tração do solo por se acreditar que este parâmetro esteja diretamente ligado à primeira etapa do processo, ou seja, à facilidade que o solo apresentará em ter suas partículas destacadas umas das outras.

Presumindo-se que tal facilidade esteja relacionada à umidade do solo, executaram-se ensaios com diversas amostras, variando-se aquela característica, de modo a se abranger toda a faixa de saturação dos materiais, desde a umidade higroscópica até a umidade de saturação total.

O ensaio de compressão diametral ou ensaio brasileiro consiste no carregamento de um corpo de prova cilíndrico, no qual são aplicadas cargas de compressão em duas posições diametralmente opostas.

Fonseca (1996) diz que teoricamente a tensão de tração, σ_t , é constante e dada por:

$$\sigma_t = \frac{2P}{HD\pi} \tag{1}$$

onde:

P-carga máxima de compressão;

H - espessura da amostra;

D - diâmetro da amostra.

Maciel (1991) explica que esta relação "não é rigorosamente adequada para materiais que apresentam diferentes módulos de elasticidade na compressão e na tração, como é o caso de solos". Entretanto, como o objetivo principal deste trabalho era qualitativo, relacionando os resultados dos diferentes solos com seus comportamentos à erosão observados em campo, optou-se pelo uso da relação.

Para realização dos ensaios procurou-se seguir as mesmas características e procedimentos adotados por Maciel (1991). Assim, foram utilizadas amostras com 7,12cm de diâmetro por 2,00cm de espessura. As amostras encontravam-se com elevado grau de saturação, o que possibilitou que a variação no teor de umidade fosse realizada por simples "secagem ao ar". Apenas a velocidade de aplicação de carga foi alterada em relação à proposta de Maciel (1991), adotando-se aqui 0,6mm/min, a fim de tornar o ensaio mais rápido e assim evitar que as amostras perdessem umidade.

A fim de se tentar estabelecer uma relação entre a resistência à tração do solo e sua umidade, foram realizados de dez a vinte ensaios para cada solo. Em cada ensaio utilizava-se um provete com umidade diferente, de modo a se obter um par de pontos. O conjunto de todos os pares, de cada solo, puderam então ser plotados em gráficos, os quais buscavam representar a tendência de comportamento dos respetivos materiais.

4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Ensaios de caracterização dos solos

Os resultados dos ensaios de caracterização realizados para os três solos estudados são apresentados nos Quadros 1, 2 e 3.

G .				Índices físicos	5			Mineralogia
Solo	w _{nat} (%)	w _h (%)	Gs	γ (g/cm ³)	e	S (%)	$\gamma_d (g/cm^3)$	da fração fina
Verde	23,87 a 28,48 (25,3)	7,04 a 7,13 (7,09)	2,687	1,898 a 2,017 (1,976)	0,66 a 0,78 (0,7)	86,9 a 99,79 (96,6)	1,506 a 1,617 (1,577)	Caulinita, esmectita e ilita
Branco	17,21 a 28,64 (22,76)	1,97 a 2,04 (2,01)	2,614	1,731 a 1,944 (1,879)	0,64 a 0,81 (0,71)	63,68 a 95,82 (84,2)	1,446 a 1,594 (1,531)	Caulinita
Roxo	20,52 a 24,05 (22,1)	6,01 a 6,09 (6,05)	2,681	1,977 a 2,014 (1,999)	0,62 a 0,68 (0,64)	89,38 a 95,16 (93,1)	1,594 a 1,661 (1,637)	Caulinita
Obs - Entre	e narênteses es	tão os valores	médios para	cada índice				

Quadro 1 – Resumo dos índices físicos e mineralogia para os três solos.

Quadro 2 – Resumo da granulometria de cada solo (com uso de defloculante).

C-1-		Arei	a (%)		Sil4- (0/)	A	Total de
5010	Grossa	Média	Fina	Total	Sitte (%)	Argiia (%)	finos (%)
Verde	0	1	3	4	20	76	96
Branco	9	36	11	56	12	32	44
Roxo	3	14	19	36	23	41	64

Solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Verde	81,7	32,6	49,1
Branco	49,4	22,9	26,4
Roxo	65,4	35,1	30,3

Quadro 3 – Resultados dos limites de consistência dos solos.

4.2 - Ensaio de desagregação

Aos 5 minutos de duração o solo branco já estava totalmente desagregado, formando uma pilha de material com grãos soltos. Neste momento, o solo roxo apresentava desprendimento de apenas algumas partículas, enquanto o verde já indicava razoável desagregação.

Com cerca de 30 minutos, o solo roxo permanecia inalterado, enquanto o verde já se encontrava bastante desagregado, porém diferentemente do branco, desprendendo grumos de partículas.

Aos 50 minutos começaram a surgir fissuras no solo roxo, sub-horizontais e sub-verticais, com aparente tendência de foliação. Neste ponto do ensaio o solo verde se encontrava com a forma praticamente desfeita (Figura 3).



Fig. 3 – Aspecto dos solos decorridos 50 minutos do ensaio de desagregação.

Com 2 horas de ensaio, as fraturas da amostra roxa se encontravam bastante abertas, porém, sem ocasionar em uma perda do formato cúbico. O solo verde não mantinha mais nenhuma preservação da forma original, tendo-se desagregado totalmente em grumos de partículas. A partir de então não ocorreram mais alterações nos comportamentos dos solos até que o ensaio completasse 24 horas e fosse considerado encerrado.

De acordo com resultados obtidos por Rego (1978), Ferreira (1981) e Santos (1997) o ensaio de desagregação pareceu ser representativo da erodibilidade de solos.

4.3 – Ensaio de penetração de cone

Para cada solo foram ensaiados três corpos-de-prova, adotando-se ao final a média dos valores obtidos, novamente de acordo com as recomendações originais.

Conforme preconizado para o ensaio, foram utilizadas amostras indeformadas, retiradas de blocos com uso de anéis de cravação. Para a etapa em condição saturada cada corpo de prova foi colocado sobre pedra porosa saturada até que se verificasse surgimento de água em seu topo.

Os resultados do ensaio de cone para os três solos indicaram os valores médios para a penetração natural (P_{nat}) e para a penetração saturada (P_{sat}) apresentados no Quadro 4.

SOLO	P _{nat} (mm)	P _{sat} (mm)	0,67 P _{sat} /P _{nat}
VERDE	2,897	8,312	1,922
BRANCO	4,323	6,466	1,002
ROXO	5,421	5,653	0,698

Quadro 4 - Resultados dos ensaios de Cone de Laboratório obtidos para os solos em estudo.

Uma das propostas feitas por Alcântara (1997) considera que os solos com problemas de erosão apresentam a relação $0,67 P_{sat}/P_{nat} > 1$.

4.4 - Ensaios de sucção

Todos os solos apresentavam valores médios de grau de saturação bastante elevados, com amostras que atingiam aproximadamente 95%. Por este motivo optou-se por variar a umidade das amostras apenas pelo processo de secagem das mesmas. As curvas características de cada solo são apresentadas nas Figuras 1 a 3.

Para todos os solos foram adotados pontos "teóricos", correspondentes ao grau de saturação de 100%, que teria uma sucção nula. Os referidos pontos foram estimados por meio de cálculos, considerando-se que não havia variação de volume dos solos, uma vez que não foi observada re - tracção das amostras durante o processo de secagem das mesmas.

O solo verde apresenta os maiores valores de sucção dentre os três materiais. Tal fato está em acordo com o que se podia prever, pois a presença de esmectita neste solo certamente implicaria em sucções elevadas. Segundo Bastos *et al.* (1998), sucções elevadas também podem ser esperadas em solos com comportamentos muito plásticos e altos limites de liquidez, o que ocorre neste caso. Os valores encontrados indicaram sucções mínimas da ordem de 1500kPa para o solo com 24,1% de umidade (S=98%). Às menores umidades, por volta de 8,4% (S=33%) determinou-se sucções de 26000kPa (Figura 4).

O solo branco apresentou as menores sucções dentre os três materiais. Estes resultados podiam ser previstos pela granulometria do mesmo, visto que era mais grosseira que a dos demais, com o menor teor de argila e o maior de areia. Mineralogicamente, a presença apenas de caulinita também não indicaria maiores sucções. Deve-se ressaltar que tais resultados não são exatamente baixos, porém, comparativamente aos dos outros materiais, encontram-se num nível bastante inferior. As sucções ficaram, então, entre 150kPa para uma umidade de 28,7% (S=94%) e 5500kPa para uma umidade de 5,9% (S=26%) (Figura 5).

O solo roxo também apresentou sucções elevadas, as quais merecem ainda mais destaque se considerar-se que o material não apresenta esmectita ou outro argilomineral que as justifiquem, sendo de se esperar portanto que os valores fossem menores. As características de plasticidade do solo (IP=30%), entretanto, poderiam ser consideradas indicativas de altas sucções. Obteve-se para



Fig. 4 - Curva característica de sucção do solo verde.



Fig. 5 – Curva característica de sucção do solo branco.

o mesmo resultados a partir de 2400kPa, para uma umidade de 24% (S=90%). As menores umidades, por volta de 11% (S=43%) forneceram sucções de aproximadamente 6100kPa (Figura 6).

Note-se que a relação entre sucção e plasticidade se evidencia nestes solos. Os três materiais são altamente plásticos e todos atingem sucções consideráveis. Entretanto, o que apresenta menor índice de plasticidade (branco) também apresenta sucção significativamente menor que a do solo verde, o qual é mais plástico. O solo roxo, por sua vez, apresenta valores intermediários para as duas propriedades.



Fig. 6 – Curva característica de sucção do solo roxo.

4.5 - Ensaios de resistência à tração (ensaio de compressão diametral)

Nas Figuras 7 a 9 são apresentados os gráficos "Resistência à tração vs. Umidade" de cada um dos materiais.

Como era esperado, o solo verde é o que apresenta maior resistência, com valores mínimos de aproximadamente 157kPa para uma umidade de 22,5% (saturação de 92%), até um máximo verificado de 819kPa para a umidade de 10,7% (saturação de 46%) (Figura 7). Estes valores elevados



Fig. 7 - Resistência à tração (kPa) vs. Umidade (%) (solo verde).

podem ser justificados pela granulometria do mesmo, a qual apresenta elevado percentual de argila e silte, que à medida que secam ocasionam um aumento da coesão.

Os resultados do solo branco foram os que apresentaram menores valores de resistência, variando entre um mínimo de 34kPa para 27,5% de umidade (saturação de 91,5%), até um máximo de 101kPa para 18,5% de umidade (saturação de 64,5%) (Figura 8). Tais resultados também estão de acordo com o previsto. Assim como no que se refere à sucção, a melhor justificativa para os mesmos também parece ser a granulometria, a qual apresenta a menor quantidade de argila e maior porcentagem de areia dentre os solos em questão. Deve-se ressaltar que os pontos apresentaram-se bastante dispersos, com a tendência de comportamento parecendo indicar um aumento de resistên - cia com a diminuição da umidade, até um "ponto ótimo" a partir do qual apresenta um decréscimo, chegando a apresentar 30kPa para 10,3% de umidade.



Fig. 8 – Resistência à tração (kPa) vs. Umidade (%) (solo branco).

Por fim, o solo roxo foi o que apresentou resultados mais dispersos, sendo difícil a visualização de uma tendência no seu comportamento. Ao que parece, ocorre também um aumento da resistência com a diminuição da umidade até um ponto máximo. A partir deste ponto, entretanto, a resistência indica uma estabilização, com ligeira tendência de diminuição.

Quanto à ordem de grandeza dos resultados para este material, pode-se dizer que o mesmo apresenta valores intermediários em relação aos demais, ficando entre 130,4kPa para 21% de umidade (saturação de 80,65%), atingindo 317kPa para umidade de 17,8% (saturação de 73,7%) (Figura 9).



Fig. 9 - Resistência à tração (kPa) vs. Umidade (%) (solo roxo).

4.6 - Potencial de erosão dos solos

Procura-se estabelecer neste item a correlação entre as propriedades analisadas e o potencial de erosão dos solos, avaliado com base nas observações de campo e nos resultados dos ensaios de desagregação e de penetração de cone. Para isto, faz-se uma interpretação dos resultados obtidos, comparando-os com outros resultados da literatura, com as condições de campo e com os resultados dos ensaios acima referidos.

As comparações feitas neste item considerarão, então, que em situações de campo, com os solos não estando submersos/saturados, o solo verde será o menos erodível, seguido do roxo e por fim o branco, avaliado como potencialmente erodível.

De acordo com Morgan (1986), ilita e esmectita conferem aos solos maior expansibilidade que a caulinita e os agregados que formam são menos estáveis que os formados por este último argilomineral citado. Por essas características, a presença destes argilominerais (ilita e esmectita) em um solo indicariam uma maior erodibilidade do mesmo.

Por outro lado, estudos realizados por Fácio (1991) e Lima (1999) identificaram a caulinita como argilomineral predominante nos solos de diversas voçorocas, o que parece indicar que a mesma também seja bastante susceptível à erosão.

Pelos resultados obtidos na análise dos solos em estudo e confrontando-se aqueles com os relatos da literatura, percebe-se que a simples análise da mineralogia da fração fina não é um parâmetro que possa ser adotado como bom indicador do potencial de erosão de um solo.

Estudos realizados por Santos (1953) e Santos e Castro (1966) levaram à proposta de um critério de avaliação segundo o qual solos de comportamento bom ou regular teriam porcentagem de material passante na peneira nº.40 entre 49% e 96%. Tais percentagens, para os solos em estudo, são de 99,9% para o verde, 96% para o roxo e 85% para o branco.

Os resultados obtidos demonstram que tal critério não seria adequado para os solos em questão, pois a porcentagem passando na peneira nº.40 indicaria que o solo branco teria bom comportamento, o solo roxo estaria no limite de separação (portanto, seu comportamento não seria claro ou bem definido) e o verde seria susceptível à erosão. Comparando-se a proposta com as observações de campo, conclui-se que tal critério não é satisfatório para os solos em questão, pois apontaria tendências opostas às verificadas "in loco".

As porcentagens de argila, silte e areia, podem ser apresentadas em um gráfico demonstrativo de texturas. Na Figura 10 estão representados os solos em estudo, junto a outros solos relatados na literatura (Fonseca e Ferreira, 1981; Fácio, 1991; Santos, 1997; Lima, 1999), estes últimos relacionados às condições de erosão descritas pelos respectivos autores.

O gráfico parece indicar uma tendência de concentração dos solos muito erodíveis na região de mais de 50% de areia e menos de 50% de argila, justamente onde se localiza o solo branco, aqui considerado o mais erodível dentre os três em estudo. Faz-se então uma proposta de separação de duas zonas, indicando a provável tendência de comportamento dos solos.

De acordo com os critérios propostos por Santos e Castro (1966), solos com bom comportamento apresentam LP $\leq 32\%$ e IP $\leq 17\%$. Considerando-se LP, o solo branco teria bom comportamento, enquanto os outros dois teriam mau comportamento, estando porém muito próximos do limite de separação adotado como critério. Entretanto, considerando-se IP, todos os solos apresentam mau comportamento, com valores muito superiores aos valores limites adotados.

O Quadro 5 apresenta os resultados de LP e IP de solos estudados por Santos (1997), Fácio (1991), Lima (1999) e Ferreira e Fonseca (1981) com os respectivos potenciais de erodibilidade dos solos identificados por tais autores.

Solo	IP	LP
JB-4: Pouco erodível (Santos, 1997)	10	46
VC-5: Muito erodível (Santos, 1997)	8	44
VP-5: Muito erodível (Santos, 1997)	NP	47
Distrito 8,5m: Pouco erodível (Lima, 1999)	4,2	20
Distrito 7,0m: Muito erodível (Lima, 1999)	9,9	17,1
Distrito 3,0m: Muito erodível (Lima, 1999)	16,2	30,1
Ceilândia 1: Muito erodível (Fácio, 1991)	NP	33,8
IC: Muito erodível (Fonseca e Ferreira, 1981)	NP	42
IA: Muito erodível (Fonseca e Ferreira, 1981)	26	63
Colúvio: Pouco erodível (Fonseca e Ferreira, 1981)	29	61

Quadro 5 - Valores de IP e LP encontrados na literatura relacionados com a erodibilidade.

Os valores apresentados não indicam nenhuma tendência de relação da erosão com os referidos índices, em boa parte dos casos discordando inclusive da proposta de Santos e Castro (1966).

Com os valores das granulometrias e dos limites, pôde-se obter a classificação dos solos pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos. Segundo Gray e Leiser (1989), a erodibilidade seria:

$$ML > SM > SC > MH > OL > CL > CH > GM > SW > GP > GW$$
(2)

Os solos aqui estudados são classificados como CH (verde), MH (roxo) e SC (branco). As mesmas indicariam uma tendência de erodibilidade maior do solo branco, seguido pelo roxo e sendo o solo verde o menos susceptível, o que encontra-se em consonância com as observações de campo.



Fig. 10 – Triângulo de texturas com proposta de separação de faixas indicativas de susceptibilidade à erosão.

Os resultados do ensaio de desagregação para os solos estudados neste trabalho indicam que o solo branco é o mais erodível, tendo desagregado completamente em um período muito curto, de cerca de 5 minutos. O solo verde também demonstra erodibilidade semelhante, tendo-se desagre - gado em um período de 30 minutos, o qual também pode ser considerado curto em relação à duração total do ensaio, que é de 24 horas. Já o solo roxo apresentou-se pouco susceptível à erosão, não se desagregando, tendo como reações ao ensaio uma expansão e o surgimento de fissuras.

Os resultados do ensaio de penetração de cone, por sua vez, também indicaram que o solo roxo não é erodível. O solo branco posicionou-se muito próximo do limite de separação entre os solos, tendendo para a zona de mau comportamento, conforme se pode verificar pelo valor da relação 0,67 P_{sat}/P_{nat} . O solo verde, novamente, apresentou comportamento classificável como de mau comportamento à erosão.

Comparando-se os resultados dos ensaios de desagregação e de penetração de cone dos solos branco e roxo com as observações de campo, os mesmos encontram-se em concordância. O solo verde, porém, aparentava em campo possuir uma maior resistência à erosão, o que não foi confirmado pelos ensaios.

Para o solo verde, a completa desagregação ocorrida, bem como a relação entre $P_{sat} e P_{nat}$ encontrada, podem estar relacionadas à condição de saturação do solo combinada à sua mineralogia, cuja análise indicou a presença de esmectita. Este argilomineral faz com que o solo, quando saturado, se apresente dispersivo / expansivo e assim, mais erodível. Esta situação poderia explicar seu comportamento à submersão. Por outro lado, quando não saturado, a esmectita acarreta maior sucção ao solo, conferindo-lhe uma "maior resistência". Tal fato, confirmado pelos ensaios de curva característica e resistência à tração, explicaria o comportamento de campo do solo.

4.7 – Resistência à tração vs. Sucção

Uma vez que se dispunha de ensaios que definiam gráficos Sucção vs. Umidade e Resistência à tração vs. Umidade, foram desenvolvidos gráficos relacionando Resistência à tração vs. Sucção.

O objetivo desta determinação era de se verificar a ocorrência de tendências de comportamento dos solos para tal relação e, havendo esta tendência, definir possível correlação entre ela e o comportamento do material quanto à erosão.

Para estabelecer a relação desejada, foram definidas equações que representassem a linha de tendência dos solos para as curvas Sucção *vs*. Umidade. Em todos os casos conseguiu-se obter equações muito satisfatórias, conforme apresentadas a seguir:

Solo verde:

$$sucção = 1,1058 w^{3} + 25,649 w^{2} - 3365,4 w + 51852 (R^{2} = 0,98)$$
(3)

Solo branco:

$$sucção = -0,4114 \text{ w}^3 + 31,955 \text{ w}^2 - 907,3 \text{ w} + 9499,9 (\text{R}^2 = 0,96)$$
 (4)

Solo roxo:

$$sucção = -5,7131 w^{3} + 327,43 w^{2} - 6398,2 w + 45637 (R^{2} = 0,94)$$
(5)

Com estas equações, podia-se então obter os valores de sucção para cada umidade desejada, passando-se assim dos pontos (tração, umidade) para pontos (tração, sucção).

Os pontos obtidos foram plotados, resultando no gráfico apresentado na Figura 11. No mesmo gráfico é ressaltada a tendência de concentração dos solos em faixas, as quais sugere-se aqui que podem vir a ser adotadas como um outro indicativo da tendência de comportamento à erosão do solo.



Fig. 11 – Resistência à Tração (kPa) vs. Sucção (kPa): faixas indicativas de erodibilidade dos solos.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

De modo geral, características geotécnicas como plasticidade, índices físicos, etc., analisadas isoladamente não demonstraram, para os solos aqui estudados, tendências que pudessem estabelecer claras correlações com a erodibilidade dos solos.

Dentre as diversas propostas de correlações apresentadas na literatura, apenas a que indica hierarquia de erodibilidade com base na identificação dos solos pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos mostrou-se adequada para os solos aqui estudados. Além dessa, a textura do solo também demonstrou possuir relação direta com a erodibilidade, sendo feita neste trabalho, então, uma proposta de separação de faixas indicativas de maior e menor erodibilidade no triângulo de texturas.

Uma característica dos solos que parece ter importante papel na erodibilidade é a sucção. Pode-se imaginar que a erodibilidade do solo tenha comportamento inverso à sucção, ou seja, quanto maior a sucção menor a susceptibilidade do solo à erosão.

Tal verificação indica uma boa explicação para os comportamentos distintos dos solos observados em campo, pois, de fato, os três apresentaram níveis de sucção diferentes. Estes níveis de sucção observados, menor para o solo branco, intermediário para o roxo e maior para o verde, representam bem as observações de campo, segundo as quais os mesmos solos apresentam-se mais erodido, medianamente erodido e não erodido, respetivamente.

Da mesma forma que a sucção, a resistência à tração também demonstra relação direta com o processo erosivo, porém, a literatura não apresenta quantidade expressiva de pesquisas sobre esta relação. Na verdade, não foi encontrada nenhuma referência a outras pesquisas neste sentido, sendo talvez este trabalho o primeiro a abordá-la.

Os resultados dos ensaios de resistência à tração também apresentaram níveis distintos para os três materiais, sendo alta para o solo muito argiloso (verde), média para o argiloso (roxo) e baixa para o franco-argilo-arenoso (branco). Os mesmos parecem, portanto, tratar-se de um bom indicativo do comportamento de campo, com maiores erodibilidades quanto menores forem as resistências à tração.

Em uma comparação qualitativa das resistências à tração dos solos estudados com os valores do fator de erodibilidade dos solos (fator K), tais resultados demonstram-se em concordância, uma vez que tal fator seria da ordem de 0,2 para o solo muito argiloso e de 0,27 para o solo francoargilo-arenoso (branco). O solo roxo teria posição no triângulo textural na área delimitada como argiloso (cujo fator K seria 0,2), porém muito próximo ao limite de separação para a área delimitadora de solos franco-argilosos (cujo K seria 0,28). Adotando-se, então, a recomendação de que para solos próximos às linhas de separação de duas texturas o mais adequado seria estimar-se o fator K como uma média dos respectivos fatores, teríamos que para este solo o fator K seria de aproximadamente 0,24.

Pela análise conjunta de campo e laboratório, conclui-se que em situações de campo, com os solos não estando submersos/saturados, o solo branco seria o mais erodível, podendo ser considerado potencialmente susceptível ao fenômeno, seguido do solo roxo e, por fim, o solo verde.

No que diz respeito à confiabilidade dos métodos aqui em discussão, pôde-se concluir que os mesmos apresentam resultados de boa qualidade, sendo satisfatoriamente representativos do comportamento que se pode esperar em campo para os solos de uma maneira geral. Trata-se portanto de ensaios muito úteis, uma vez que apresentam a vantagem de serem de execução muito simples e fácil. Ressalta-se apenas a exceção dos solos com comportamento dispersivo, característica que demonstrou poder levar a conclusões em laboratório equivocadas quando comparadas com o comportamento real dos materiais no campo.

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alcântara, M.A.T. (1997). Estudo da Erodibilidade de Alguns Solos do Estado de São Paulo. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, SP.
- Amador, E.S. (1980). Unidades Sedimentares Cenozóicas do Recôncavo da Baía de Guanabara (Folhas Petrópolis e Itaboraí). An. Acad. Brasil. Ciências, Rio de Janeiro, v. 52, n. 4, p. 743-761, dez. 1980.
- Amador, E.S. (1996). Baía de Guanabara e Ecossistemas Periféricos : Homem e Natureza. Tese de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Geografia, Instituto de Geociências, UFRJ, RJ.
- Bastos, E.G.; Ferreira, R.N.; Jucá, J.F.T. (1998). Contração por Ressecamento de uma Argila Expansiva. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.1, Brasília, DF.
- Bertoni, J.; Lombardi Neto, F. (2008). Conservação do Solo. 6ª ed. São Paulo: Ícone. 355p.
- Chandler, R.J.; Crilly, M.S.; Montgomery-Smith, G. (1992). *A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings*. Proc. of the Institute of Civil Engineering, 92-n.2.
- Fácio, J.A. (1991). Proposição de uma metodologia de estudo da erodibilidade dos solos do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.
- Ferreira, C.S.M. (1981). Erosão Investigações de Campo e de Laboratório Desenvolvidas pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 2º Simpósio Sobre Controle de Erosão, São Paulo, SP.

- Fonseca, A.J.P.V. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas.* Tese de Doutorado, Universidade do Porto.
- Fonseca, A.M.M.C.C.; Ferreira, C.S.M. (1981). *Metodologia para Determinação de um Índice de Erodibilidade de Solos*. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.
- Gray, D.H.; Leiser, A.T. (1989). *Biotechnical Slope Protection and Erosion Control*. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida.
- Lima, M.C. (1999). Contribuição ao Estudo do Processo Evolutivo de Boçorocas na Área Urbana de Manaus. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.
- Maciel, I.C.Q. (1991). Aspectos Microestruturais e Propriedades Geomecânicas de um Perfil de Solo Residual de Gnaisse Facoidal. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.
- Marinho, F.A.M. (1994). *Medição de Sucção com o Método do Papel Filtro*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v.2, Foz do Iguaçu, PR.
- Marinho, F.A.M. (1997). Medição de Sucção em Solos. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, RJ.
- Meis, M.R.M.; Amador, E.S. (1972). Formação Macacu: Considerações a respeito do Neo-Cenozóico da Baia de Guanabara. An. Acad. Brasil. Ciências, Rio de Janeiro, v. 44, n. 3/4, p.602, dez. 1972.
- Meis, M.R.M.; Amador, E.S. (1977). Contribuição ao Estudo do Neocenozóico da Baixada da Guanabara, Formação Macacu. Revista Brasileira de Geociências, v. 7, n. 2, p. 150-174, jun. 1977.
- Morgan, R.P.C. (1986). Soil Erosion and Conservation. Longman Group, Inglaterra.
- Rego, J.J.V. (1978). *Erosão Superficial em Taludes de Corte em Solo Residual de Gnaisse*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- Santos, M.P.P. (1953). *A new soil constant and its applications*. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v.1, Zurique, Suíça.
- Santos, M.P.P.; Castro, E. (1966). Soil Erosion in Roads. Memória Nº.282, LNEC, Lisboa.
- Santos, R.M.M. (1997). Caracterização Geotécnica e Análise do Processo Evolutivo das Erosões no Município de Goiânia. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.
- Silva, A.S. (2007). Análise Morfológica dos Solos e Erosão. In: A.J.T Guerra, A.Soares da Silva, R.G.M. Botelho (Eds.) Erosão e Conservação dos Solos – Conceitos, Temas e Aplicações. 3ª. ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, pp.101-126.

ACERCA DO FUNCIONAMENTO DOS SISTEMAS FLEXÍVEIS USADOS NA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM MACIÇOS ALTERADOS

Behaviour of flexible surface stabilization systems applied in weathered rock masses

António Silva Cardoso*

RESUMO – Em maciços rochosos alterados, na estabilização de taludes de escavação têm vindo a ser usados sistemas flexíveis constituídos por redes, associadas a cabos de aço e a pregagens. Teoricamente podem conceber-se 3 modos diferentes de funcionamento desses sistemas: i) um modo "ativo", resultante da aplicação de pré-esforço às pregagens; ii) um modo "reativo", em que as redes reagem a qualquer movimento do maciço para o exterior; iii) um modo "preventivo", em que a função do sistema é tão-somente a de impedir a queda de massas que se desprendam. No artigo apreciam-se e discutem-se esses modos de funcionamento teóricos, o que permite chegar a algumas conclusões que contribuem para o esclarecimento do comportamento do sistema.

ABSTRACT – In the stabilization of excavation slopes cut in weathered rock masses flexible systems consisting of mesh, steel cables and nailing have been used. Theoretically it is possible to conceive three different modes of operation of such systems: i) an "active" mode, resulting from the application of pre-stressing to the nails, ii) a "reactive" mode, in which the mesh reacts to any outward movement of the rock mass, iii) a "preventive" mode, in which the system's function is merely to prevent the fall of masses. These theoretical modes are appreciated and discussed, which provides some conclusions that contribute to the understanding of the system behaviour.

PALAVRAS CHAVE – Estabilização de taludes de escavação, sistemas flexíveis constituídos por redes, cabos e pregagens, modos de funcionamento.

1 – INTRODUÇÃO

Em maciços rochosos alterados, na estabilização de taludes de escavação, com inclinações relativamente acentuadas (V/H > 1/1) e, por vezes, com alturas elevadas, têm vindo a ser usados sistemas flexíveis constituídos por redes, associadas a cabos de aço e a pregagens.

Há no mercado diversos sistemas deste tipo. Em alguns deles os respetivos componentes estão protegidos, total ou parcialmente, por patentes; estes sistemas são genericamente mais sofisticados. Seja como for, em termos gerais os diversos sistemas são basicamente constituídos pelos seguintes elementos principais (ver Fig. 1):

- rede em arame de aço galvanizado, por vezes de alta resistência; alguns sistemas integram dispositivos especiais de aperto da rede contra o terreno que permitem o seu tensionamento;
- cabos de reforço em aço galvanizado, posicionados com afastamentos entre si, geralmente, entre 3 a 5m, em ambas as direções do plano do talude (direção horizontal e direção da linha de maior declive); há sistemas que não necessitam de cabos de reforço ou em que são colocados cabos apenas na direção horizontal;

^{*} Professor, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. E-mail: scardoso@fe.up.pt

- pregagens, geralmente em aço e dimensionadas atendendo à corrosão, com diâmetros em regra superiores a 25mm, tipicamente posicionadas com afastamentos da ordem dos 3 a 5m nas duas direções e com comprimentos variáveis em função das características geométricas e mecânicas dos taludes, mas que, em muitos casos, são da ordem dos 5 a 7m; as pregagens devem ser aplicadas tanto quanto possível ortogonalmente às principais famílias de descontinuidades quando se verifique a possibilidade de deslizamentos planares ou perpendicularmente à superfície do talude no caso de suporte de rocha fragmentada e instável na zona superfícial; complementarmente, podem também ser instaladas de forma aleatória pregagens para melhorar o ajuste das redes ao terreno;
- placas, geralmente de aço, que constituem a cabeça das pregagens e onde amarram os cabos de aço de reforço, sobre os quais, por sua vez, apoia a rede; alguns sistemas incluem placas de conceção especial;
- outros dispositivos como, por exemplo, elementos especiais para fazer a ligação entre os vários rolos de rede, etc..



Fig. 1 – Sistemas flexíveis usados na estabilização de taludes de escavação em maciços alterados (CEN TC288, 2009).



Fig. 2 – Talude após a execução da estabilização e um ano depois (Farrand e Teen, 2008).

Os projetos devem especificar concretamente as medidas construtivas relativas ao acabamento das superfícies dos taludes, as regras executivas respeitantes à disposição das redes e dos cabos sobre as superfícies dos taludes e ao seu tensionamento, a metodologia de aplicação de pré-esforço às pregagens ou a quaisquer outros elementos, quando tal for considerado conveniente, e quaisquer outras regras executivas definidas em função das características específicas de cada projeto. Saliente-se que, de forma a minimizar a descompressão do maciço, sempre que possível, as prega-

gens devem ser executadas imediatamente após a abertura da escavação nos troços correspondentes, sem esperar pela colocação da rede, ainda que a placa da cabeça das pregagens só seja montada depois da instalação daquela e dos cabos.

A Fig. 2 mostra um talude no qual se aplicou um sistema do tipo dos considerados no presente artigo. Estas soluções de estabilização facultam a possibilidade de uma adequada integração paisa-gística, como a figura bem ilustra.

Convém ter presente que o sistema em apreço não exerce nenhuma função primordial no que respeita à estabilização global (profunda) do maciço. O sistema visa o controlo dos problemas de estabilidade localizada (superficial), envolvendo massas relativamente pequenas face às que podem estar em jogo na estabilidade global.

Alguns fabricantes referem na sua documentação que os seus sistemas têm capacidade para suportar pressões até 20kN/m². Nestes casos, preconizam que a avaliação da carga atuante nas pregagens seja feita multiplicando simplesmente a sua área de influência pela pressão que supostamente se viria a mobilizar sobre a rede. A pressão atuante sobre a rede é transferida para os cabos de aço onde aquela apoia e, destes, para as pregagens (ou diretamente para estas caso não haja cabos) através das placas localizadas na cabeça destas, acabando evidentemente por ser reposta no maciço ao longo do comprimento de amarração das pregagens. Acresce que, por vezes, o comprimento de amarração das pregagens é considerado praticamente igual ao seu comprimento total; como o comprimento de amarração tem que estar situado numa zona estável do maciço, aquela suposição significa implicitamente que se considera potencialmente instável apenas a zona mais superficial do talude. Em suma, conclui-se que o sistema em consideração tem por objetivo fundamental o controlo dos problemas associados à estabilidade superficial dos taludes de escavação.

No presente artigo apreciam-se e discutem-se os modos de funcionamento teóricos do sistema de estabilização em causa, o que permite chegar a algumas conclusões que contribuem para o esclarecimento do seu funcionamento em obra.

2 – MODOS DE FUNCIONAMENTO

Podem teoricamente conceber-se 3 modos diferentes de funcionamento dos sistemas em apreço:

- um modo "ativo", em que, por efeito da aplicação de pré-esforço aos elementos de amarração do sistema ao maciço (pregagens ou, neste caso, preferivelmente ancoragens), os cabos, que passam pelas placas instaladas nas cabeças daqueles elementos, são "empurrados" contra o maciço, "empurrando" subsequentemente os panos de rede que neles apoiam; portanto, por efeito do pré-esforço, o sistema, através dos cabos e da rede, aplica à superfície do maciço uma certa pressão que contribui para a sua estabilização;
- um modo "reativo", em que as redes, colocadas nas superfícies dos taludes, reagem a qualquer movimento do maciço para fora – motivado pela sua descompressão ou pela aplicação de alguma solicitação externa –, ficando sujeitas à tração e, ao mesmo tempo, mobilizando uma pressão de "amparo" sobre o maciço; subsequentemente, as redes transferem as ações para os cabos que as suportam e estes para os elementos de amarração ao maciço, através das placas colocadas nas cabeças destes;
- um modo "preventivo", em que a função do sistema é tão somente a de impedir a queda das massas que, por qualquer motivo, venham a perder a sua estabilidade, impedindo que elas se espalhem sobre a via, com eventuais consequências perigosas e prejudiciais.

Como é evidente, a possibilidade de funcionamento de acordo com os dois primeiros modos exige que, à partida, as redes e os cabos se disponham sobre as superfícies dos taludes de uma forma apropriada, isto é, bem esticados, ainda que a tração a que estejam inicialmente sujeitos seja

muito pequena, praticamente desprezável. Em contrapartida, no aspeto construtivo, o terceiro modo de funcionamento é viável com exigências construtivas muito menos apertadas.

No que se segue procura-se analisar teoricamente a viabilidade dos dois primeiros modos de funcionamento. Nos cálculos efetuados consideram-se as seguintes características, relativamente usuais (L, comprimento, b, largura ou diâmetro, A, área da secção transversal, e E, módulo de deformabilidade do material que constitui as redes ou os cabos):

- para as redes, L = 3m, b = 1m, $E A = 2000kN e T_{rot} \approx 160kN$;
- para os cabos, L = 3 ou 5m, b = 18mm, A = 111,6mm², σ_{rot} = 1760MPa (pelo que, T_{rot} = 196kN) e E = 200GPa.

3 - MODO "ATIVO" DE FUNCIONAMENTO

No Anexo A deduzem-se as expressões que permitem estudar o comportamento do sistema funcionando de modo "ativo", isto é, quando as pregagens/ancoragens são puxadas e, consequentemente, "empurram" contra o maciço, suposto com comportamento elástico, os cabos ligados às suas cabeças, suscitando a mobilização de pressões proporcionais ao deslocamento em cada ponto, $p_y = k y$, sendo k o módulo de reação do terreno, expresso em kN/m³, e y o deslocamento. Como se demonstra no Anexo A, devido à deformação causada pelas ações, o cabo adquire a forma de uma catenária, dependente dos parâmetros geométricos (L, b e A) e mecânicos (E e k).

Nos cálculos realizados admitiu-se o afastamento entre cabos igual a S = 3m e o valor médio da pressão que se pretende mobilizar da ordem de p = 10 ou 20kPa.

Em primeira aproximação mas, segundo alguns autores, com suficiente precisão, pode considerar-se k b \cong Es, sendo Es o módulo de deformabilidade do terreno. Num estudo de campo realizado recentemente em maciços rochosos coreanos, no qual se fizeram mais de 2300 medições experimentais, é proposta a correlação apresentada no Quadro 1 (Kang *et al.*, 2012).

Grau de alteração do maciço rochoso	Módulo de deformabilidade in situ (MPa)
Muito alterado	70 a 430
Moderadamente alterado	430 a 1380
Pouco alterado	1380 a 3720
São	3720 a 16 600

Quadro 1 – Módulos de deformabilidade do maciço em função do grau de alteração (Kang et al., 2012).

Pressupondo um maciço muito alterado a moderadamente alterado, adotaram-se três valores distintos para o módulo de reação do terreno, k b = 10, 100 e 1000MPa. Resolveu-se considerar ainda um valor significativamente inferior aos anteriores, k b = 1MPa.

Em resumo, procedeu-se à realização de um conjunto de cálculos fazendo variar o módulo de reação do terreno (k b), o comprimento dos cabos (L) e o valor da pressão média que se pretende mobilizar (p). No Quadro 2 apresenta-se alguns dos resultados obtidos e na Figura 3 mostra-se os deslocamentos contra o maciço dos cabos devido ao pré-esforço, para as várias situações teóricas consideradas.

Quanto k b possui valores baixos, designadamente quando k b = 1MPa, pouco realistas, como se viu, é necessário um grande deslocamento para se conseguir a mobilização da pressão média requerida. Tal implica que os cabos sejam muito estirados, o que significa que a tensão neles instalada é muito elevada, podendo mesmo conduzir à sua cedência (tenha-se presente que $T_{rot} = 196$ kN).

k b (MPa)		1			10		100	1000
L (m)	5	5	3	5	5	3	5	5
p (kPa)	20	10	20	20	10	20	20	20
ΔL, aumento de comprimento (cm)	6,7	3,9	3,3	4,2	2,4	2,1	2,5	1,4
Deslocamento contra o maciço (cm): y_0 , a meio vão y_{apoio} , das cabeças das pregagens	0,6 27,5	0,1 18,1	1,7 18,4	0,0 11,0	0,0 7,3	0,0 7,3	0,0 4,5	0,0 1,9
θ_{apoio} , ângulo com a horizontal da força nos apoios (°)	27	24	20	39	35	31	53	68
Trações no cabo (kN): T _{min} , a meio vão T _{máx} , nos apoios	297 333	171 187	241 258	185 238	107 131	153 177	112 187	62 162

Quadro 2 - Resultados dos cálculos supondo um modo de funcionamento "ativo".



Fig. 3 – Deslocamentos contra o terreno, supondo um modo de funcionamento "ativo"
[o 1º número representa o valor do módulo de reação (k b), o 2º o do comprimento dos cabos (L) e o 3º o da pressão média que se pretende atingir (p)].

Sem embargo, o aspeto mais relevante dos resultados obtidos é o seguinte: devido à baixa rigidez do sistema, em contraste com a rigidez do terreno (k b entre 10 e 1000MPa), a pressão mobilizada concentra-se essencialmente sobre os apoios, sendo praticamente impossível mobilizar uma pressão minimamente uniforme sobre a superfície do talude. Realce-se que esta conclusão ganha ainda maior relevo se se tiver presente que é em consequência do deslocamento dos cabos contra o maciço que é possível ocorrer a mobilização das pressões sobre a rede que apoia neles; como aquele deslocamento não tem possibilidade de ocorrer, então a mobilização dessas pressões fica prejudicada. Esta concentração das pressões mobilizadas na zona dos apoios é também reconhecida por Flum e Rüegger (2002).

Uma conclusão que deriva da anterior é que, se a rede e os cabos não estiverem bem estirados sobre a superfície do talude, é praticamente impossível fazê-lo à custa do pré-esforço, pelo que o efeito deste sobre o maciço se torna ainda mais localizado. Ou seja, o não estiramento corresponde portanto a uma ainda menor rigidez do sistema.

Atendendo às conclusões a que se chegou, compreende-se que as pequenas concavidades, que alguns autores propõem que se executem para albergar as cabeças das pregagens/ancoragens, desempenham a função primordial de facultar o estiramento dos cabos e das redes, tendo um efeito muito limitado sobre o maciço. Ao apertar os cabos e as redes na zona da cabeça das pregagens/ancoragens, a existência das concavidades permite absorver, pelo menos parcialmente, algumas folgas inevitáveis.

Note-se, enfim, que as protuberâncias, mais usuais em maciços rochosos não demasiado fraturados, também podem ter algum efeito localizado, de qualquer modo de difícil controlo e previsão. Em contrapartida, na vizinhança da protuberância a malha ou o cabo afasta-se da superfície do talude.

4 - MODO "REATIVO" (OU "PASSIVO") DE FUNCIONAMENTO

Definiu-se na Secção 2 o que se entende ser o modo "reativo" de funcionamento: as redes, colocadas nas superfícies dos taludes, reagem a qualquer movimento do maciço para fora – motivado pela sua descompressão ou pela aplicação de alguma solicitação externa –, ficando sujeitas à tração e, ao mesmo tempo, mobilizando uma pressão de "amparo" sobre o maciço; subsequentemente, as redes transferem as ações para os cabos que as suportam e estes para os elementos de amarração ao maciço, através das placas colocadas nas cabeças destes.

Com o objetivo de analisar este modo de funcionamento, no Anexo B deduzem-se as expressões correspondentes. Como se demonstra nesse anexo, as redes, colocadas nas superfícies dos taludes, reagindo aos movimentos do maciço para fora, ficam sujeitas à tração e, devido às pressões do maciço, supostas uniformes, adquirem uma forma parabólica, dependente dos parâmetros geométricos (L, b e A) e mecânicos (E) e do valor da pressão (p).

No Quadro 3 apresenta-se alguns dos resultados obtidos e na Figura 4 mostra-se os deslocamentos para fora da rede e dos cabos, necessários para mobilizar a pressão p = 10 ou 20kPa.

O aspeto mais relevante é o seguinte: devido à baixa rigidez do sistema e como a mobilização das pressões de interação com o maciço está diretamente relacionada com essa rigidez, só se mobilizam as pressões requeridas quando ocorrem deslocamentos muito significativos das redes e cabos. Convém ter presente que ambos os deslocamentos, os das redes e os dos cabos, se têm que compor para que ocorram as condições necessárias à mobilização da pressão estipulada, o que, face aos valores do Quadro 3 e às deformadas mostradas na Figura 4, leva à conclusão de serem necessários deslocamentos, cujas grandezas dependem das caraterísticas geométricas e mecânicas, mas que, em boa parte do maciço, têm que ser superiores a 30-40cm, especialmente para pressões superiores a 10 kPa.

É relevante salientar que, no caso dos cabos, as trações instaladas ultrapassam a resistência à tração (largamente no caso de a pressão ser de 20kPa ou de os cabos terem 5m de comprimento), o que significa que o elemento mais delicado não é a rede mas os cabos onde se apoia.

Para tornar mais clara a grande dependência da mobilização das pressões em relação aos deslocamentos, na Figura 5 traça-se a dependência da flecha com a pressão que se pretende mobilizar. Constata-se que essa dependência é fortemente não linear, sendo de relevar o facto de, para pressões tão baixas como 1 e 4kPa, as respetivas flechas corresponderem já a cerca de 35 e 60%, respetivamente, das que estão associadas à pressão de 20kPa.

Ora é sabido que são necessárias deformações muito pequenas, muito inferiores às acima calculadas e comentadas, para se atingir o estado limite ativo num maciço natural. Quer isto dizer que,

	R	ede	Cabo	[L=3m]	Cabo	L=5m]
Pressão atuante (kPa)	10	20	10	20	10	20
Δ L, aumento de comprimento do cabo (cm)	6,4	10,2	2,6	4,2	6,2	9,9
f, flecha do deslocamento para fora (cm)	27,0	34,3	17,3	21,9	34,3	43,4
θ_{apoio} , ângulo com a horizontal da força nos apoios (°)	19	25	13	16	15	19
Trações no cabo (kN): T _{mín} , a meio vão T _{máx} , nos apoios	42 44	66 72	195 200	308 321	273 284	432 457

Quadro 3 – Resultados dos cálculos supondo um modo de funcionamento "reativo".



Fig. 4 – Deslocamentos para fora, supondo um modo de funcionamento "ativo".

se o maciço tiver tendência para colapsar, tal ocorrerá para deslocamentos muito inferiores aos referidos, logo o maciço desmoronar-se-á. Consequentemente, entende-se que, devido à falta de rigidez do sistema em apreço, muito dificilmente ele poderá exibir um modo de funcionamento "reativo", visto que os grandes deslocamentos associados a esse modo de funcionamento implicam um anterior desmoronamento local do maciço.

Enfim, o sistema tenderá a funcionar de acordo com o modo acima designado por "preventivo": a função do sistema é tão-somente a de impedir a queda das massas que, por qualquer motivo, venham a perder a sua estabilidade, impedindo que elas se espalhem sobre a via, com eventuais consequências perigosas e prejudiciais. Naturalmente, esta conclusão é tanto mais inequívoca e indiscutível quanto menos estirados sobre a superfície do talude ficarem as redes e os cabos que as suportam.



Fig. 5 – Flechas associadas a diferentes valores da pressão, supondo um modo de funcionamento "ativo".

5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS. CONCLUSÕES

O sistema analisado no artigo não exerce nenhuma função primordial no que respeita à estabilização global (profunda) do maciço. O sistema visa o controlo dos problemas de estabilidade localizada (superficial), envolvendo massas relativamente pequenas face às que podem estar em jogo na estabilidade global.

Mostrou-se que a aplicação de pré-esforço aos elementos de amarração do sistema ao maciço tem um efeito muito localizado, em volta da cabeça desses elementos, visto que os cabos e a rede, face à rigidez do maciço, não têm nenhuma possibilidade de transferir cargas para a zona interior, entre os pontos onde se localizam as pregagens/ancoragens.

Uma conclusão que deriva da anterior é que, se a rede e os cabos não estiverem bem estirados sobre a superfície do talude, é praticamente impossível fazê-lo à custa do pré-esforço. Para tal, desempenham um papel importante as pequenas concavidades que alguns autores propõem que se executem para albergar as cabeças das pregagens/ancoragens; ao apertar os cabos e as malhas na zona da cabeça das pregagens/ancoragens, a existência das concavidades permite absorver, pelo menos parcialmente, algumas folgas inevitáveis.

Demonstrou-se que, atendendo aos valores da deformabilidade dos elementos constituintes (rede e cabos) e ao afastamento entre os pontos de apoio (pregagens) nas direções vertical e horizontal, isto é, numa palavra, atendendo à pequena rigidez do sistema em apreço, ele não tem possibilidade de mobilizar pressões de "amparo" do maciço para deformações suficientemente baixas, compatíveis com o não desmoronamento deste. Ou seja, a mobilização de valores significativos da pressão implica a ocorrência de deformações e de deslocamentos do maciço demasiado elevados, pelo que, antes de estes níveis serem alcançados, já o maciço se desmoronou localmente, nas zonas interiores, entre pontos de apoio.

Tal significa, portanto, que o modo de funcionamento do sistema acaba por ser fundamentalmente "preventivo", controlando a queda das massas que, por alguma razão, venham a perder a sua estabilidade. Para que não seja assim é imprescindível que o sistema seja mais rígido: menores afastamentos entre as pregagens/ancoragens, redes e cabos menos deformáveis, medidas construtivas apertadas de controlo da disposição e do estiramento das redes e dos cabos sobre as superfícies dos taludes, etc..

Em abono desta tese milita também o facto de a premissa de partida das hipóteses de funcionamento "ativo" ou "reativo", a saber, o "encosto perfeito" das redes e dos cabos às superfícies dos taludes, ser nas obras reais praticamente impossível de alcançar. Desde logo porque o peso próprio das malhas e, sobretudo, dos cabos dificulta esse desiderato, mas principalmente por causa das praticamente inevitáveis imperfeições das superfícies dos taludes, por causa das concavidades e dos blocos salientes, por causa dos trechos côncavos, etc.. Quer isto dizer, que por maiores que sejam os cuidados na execução e acabamento dos taludes, o sistema em apreço tem que "vencer as folgas" antes de entrar em funcionamento, acabando por possuir uma rigidez global ainda menor do que a que lhe foi atribuída teoricamente, já de si pequena, como se viu.

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Castro Fresno, D.; Ballester Muñoz, F. (2001). Las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas. Área Temática: Ingeniería Civil y Planeamiento Urbanístico, XVII Congreso Nacional de Ingeniería de Proyectos, Murcia.
- CEN TC288 (2009). *Execution of Special Geotechnical Works Soil Nailing*. European Standard Final Draft prEN 14490, Technical Committee 288 Working Group 9.
- Farrand, S.; Teen, A. (2008). *Seismically induced landslide mitigation using flexible slope stabilisation systems.* 2008 Conference of the New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Flum, D.; Rüegger, R. (2002). The dimensioning of flexible surface stabilization systems made from high-tensile wire meshes in combination with nailing and anchoring in soil and rock. 3. Kolloquium "Bauen in Boden + Fels".
- Kang, S.S.; Kim, H.Y.; Jang, B.A. (2012). Correlation of in situ modulus of deformation with degree of weathering, RMR and Q-system. Environmental Earth Sciences, Springer, November 2012.
- Santamaría Arias, J.; Alonso Berrio-Ategortúa, N.; León Buendía, C. (2005). *Cálculo de sostenimientos flexibles*. VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Valencia.

ANEXO A – MODO DE FUNCIONAMENTO "ATIVO". DEDUÇÃO DAS EXPRESSÕES

Suponha-se um elemento estrutural sem rigidez à flexão, capaz de suportar apenas esforços de tração. Sejam L o seu comprimento inicial (retilíneo), que é igual à distância entre os apoios situados nas suas extremidades, b a sua largura, A a área da sua secção transversal e E o módulo de deformabilidade do material que o constitui. Admita-se que apoia de forma contínua sobre um material com comportamento elástico, transferindo-se entre ambos ações distribuídas, p_y, normais ao eixo (retilíneo) inicial e proporcionais ao deslocamento, $p_y = k y$, sendo k o módulo de reação, expresso em kN/m³, e y o deslocamento normal ao eixo inicial (ver Fig. A.1).



Fig. A.1 - Modo de funcionamento "ativo" de um elemento estrutural sem rigidez à flexão.

Suponha-se, ainda, que os apoios localizados nos extremos do elemento estrutural são "empurrados" contra o material elástico de suporte, da forma mostrada na Fig. A.1, suscitando a mobilização das pressões $p_y b = k y b$, expressas em kN/m. Como se verá em seguida, tal implica que, devido à deformação causada pelas ações, o elemento estrutural em consideração adquira a forma de uma catenária, dependente dos parâmetros geométricos, L, b e A, e mecânicos, E e k.

Considere-se o elemento infinitesimal representado na Fig. A.2. Sendo T a tração numa dada secção do elemento estrutural, então $T_x e T_y$ representam as componentes nas direções x e y, respetivamente. Como a ação p_y atua apenas na direção y, a componente $T_x = T_{min}$ é constante em todas as secções e corresponde ao valor mínimo da tração (variável) a que o elemento está sujeito, ocorrendo esse valor nas secções verticais, cujas normais têm a direção x. Para garantir o equilíbrio é necessário que:

$$\sum F_{y} = 0 \implies T_{y} + dT_{y}/2 = T_{y} - dT_{y}/2 + p_{y} \cdot b \cdot dx \implies dT_{y} = k \cdot y \cdot b \cdot dx$$
(A.1)

$$\sum M = 0 \implies T_y \cdot dx = T_x \cdot dy \implies T_y = T_{\min} \frac{dy}{dx}$$
(A.2)



Fig. A.2 – Elemento infinitesimal.

Derivando a equação (A.2) e atendendo à (A.1), obtém-se sucessivamente:

$$\Gamma_{\min} \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{dT_y}{dx} \implies \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{k \cdot y \cdot b}{T_{\min}} \implies \frac{d^2 y}{dx^2} - \frac{1}{a^2} y = 0$$
(A.3)

sendo a constante a (unidimensional) definida do seguinte modo $a^2 = T_{min} / k$ b. Considerando o sistema de eixos representado na Figura A.1, que implica que $y(0) = y_0$ e y'(0) = 0, a solução da equação diferencial (A.3) é a seguinte:

$$y = y_0 \cdot \cosh \frac{x}{a} \tag{A.4}$$

Esta é a equação de uma catenária. Introduzindo (A.4), após derivação, em (A.2) obtém-se:

$$T_{y} = T_{\min} \cdot \frac{y_{0}}{a} \cdot \operatorname{senh} \frac{x}{a}$$
(A.5)

Como os deslocamentos contra o material elástico de apoio não são uniformes, também não o são as pressões mobilizadas (ver Figura A.1). Designe-se por p (em kPa) o valor médio da pressão mobilizada. Então, nas extremidades (x = L/2), por razões de equilíbrio, a componente vertical da tração no elemento estrutural tem que ser igual a $T_{y-apoio} = p b L / 2$, donde se retira uma expressão para o cálculo de y₀ (ver Figura A.1):

$$T_{y-apoio} = p \cdot b \cdot \frac{L}{2} = T_{min} \cdot \frac{y_0}{a} \cdot \operatorname{senh} \frac{L}{2a} \implies y_0 = \frac{p \cdot b \cdot L}{2T_{min} \cdot \operatorname{senh} \frac{L}{2a}} \cdot a$$
(A.6)

Considerando um elemento infinitesimal com comprimento inicial dx, por efeito das ações esse elemento vai experimentar um aumento de comprimento d(Δ L). O aumento total de comprimento do elemento estrutural pode ser avaliado por relações geométricas (ver Figura A.2):

$$dx + d(\Delta L) = \sqrt{dx^{2} + dy^{2}} \implies L + \Delta L = \int_{-L/2}^{L/2} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^{2}} dx$$
(A.7)

Por outro lado, tendo presente que (atender a A.2):

$$T = \sqrt{T_{\min}^2 + T_y^2} \implies T = T_{\min} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$
(A.8)

e atendendo à lei de Hooke:

$$\sigma = E\varepsilon \implies \frac{T}{A} = E \frac{d(\Delta L)}{dx}$$
(A.9)

substituindo (A.8) em (A.9), integrando e tendo presente (A.7) obtém-se uma expressão que permite calcular T_{min} :

$$d(\Delta L) = \frac{T_{\min}}{EA} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \implies \Delta L = \frac{T_{\min}}{EA} \int_{-L/2}^{L/2} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \implies (A.10)$$
$$\Rightarrow \Delta L = \frac{T_{\min}}{EA} (L + \Delta L) \implies T_{\min} = \frac{\Delta L}{L + \Delta L} EA$$

Finalmente, retomando a expressão (A.7) e atendendo a (A.4), obtém-se uma expressão que permite determinar o aumento de comprimento do elemento estrutural traccionado, ΔL , em função de L, b, A, E, k e p:

$$\Delta L = 2 \cdot \int_{0}^{L/2} \sqrt{1 + \left(\frac{y_0}{a} \cdot \operatorname{senh} \frac{x}{a}\right)^2} \, \mathrm{d}x - L \tag{A.11}$$

Este integral pode ser resolvido numericamente e por tentativas (devido ao caráter implícito da expressão, visto que y_0 e a dependem de T_{min} , o qual é função de ΔL). Dividindo o semicomprimento L/2 em n trechos iguais $\Delta x = L/(2n)$, o integral pode ser aproximado pelo seguinte somatório

$$\Delta L \approx 2 \cdot \sum_{1}^{n} \sqrt{1 + \left(\frac{y_0}{a} \cdot \operatorname{senh} \frac{(i - 1/2) \cdot \Delta x}{a}\right)^2} \Delta x - L$$
(A.12)

Dados L, b, A, E, k e p, a sequência de cálculo é então a seguinte:

- -1) atribui-se um valor inicial a ΔL ;
- -2) calcula-se T_{min} = T_{min}(Δ L, L, A, E), usando (A.10);
- -3) determina-se a = $(T_{min} / k b)^{1/2}$;
- 4) calcula-se $y_0 = y_0(T_{min}, a, L, b, p)$, pela equação (A.6);
- -5) usa-se a expressão (A.12) para avaliar ΔL ;
- 6) repete-se a sequência de cálculos até que o valor de ΔL calculado no 5º passo coincida com o valor atribuído no 1º passo.

O valor máximo da tração ocorre nas secções extremas, onde $T_{y-apoio} = p b L / 2$ alcança o valor máximo. Então, substituindo na equação (A.8), vem:

$$T_{max} = \sqrt{T_{min}^2 + (\mathbf{p} \cdot \mathbf{b} \cdot \mathbf{L}/2)^2}$$
(A.13)

ANEXO B – MODO DE FUNCIONAMENTO "REATIVO". DEDUÇÃO DAS EXPRESSÕES

Suponha-se um dado elemento estrutural sem rigidez à flexão, capaz de suportar apenas esforços de tração. Sejam L o seu comprimento inicial (retilíneo), que é igual à distância entre os apoios situados nas suas extremidades, b a sua largura, A a área da sua secção transversal e E o módulo de deformabilidade do material que o constitui.



Fig. B.1 - Modo de funcionamento "reativo" de um elemento estrutural sem rigidez à flexão.

Como se mostra na Figura B.1, admita-se que esse elemento estrutural vai ser sujeito a ações uniformemente distribuídas, p, normais ao seu eixo (retilíneo) inicial; como se verá em seguida, tal implica que ele, devido à deformação causada pelas ações, adquira uma forma parabólica. Em alternativa pode supor-se que as ações são sempre normais ao eixo (não retilíneo após a aplicação das cargas), ou seja, que o elemento estrutural adquire a forma de um troço de circunferência. Apesar de as duas soluções conduzirem a resultados muito semelhantes (ver, por exemplo, Santamaría Arias *et al.*, 2005), considera-se que a solução parabólica traduz melhor a realidade. Por isso, no que se segue estuda-se apenas este caso.

Considere-se o elemento infinitesimal representado na Figura B.2. De modo idêntico ao feito no Anexo A, sendo T a tração numa dada secção do elemento estrutural e $T_x = T_{min} e T_y$ as suas componentes nas direções x e y, respetivamente, por razões de equilíbrio pode escrever-se:

$$\sum F_{y} = 0 \implies T_{y} + dT_{y}/2 = T_{y} - dT_{y}/2 + p \cdot b \cdot dx \implies dT_{y} = p \cdot b \cdot dx$$
(B.1)

$$\sum M = 0 \implies T_y \cdot dx = T_x \cdot dy \implies T_y = T_{min} \frac{dy}{dx}$$
(B.2)

Derivando a equação (B.2) e atendendo à (B.1), obtém-se sucessivamente:

$$T_{\min} \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{dT_y}{dx} \implies \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{p \cdot b}{T_{\min}} \implies y = \frac{p \cdot b}{2T_{\min}} x^2 + C_1 x + C_2 \implies y = \frac{p \cdot b}{2T_{\min}} x^2$$
(B.3)



Fig. B.2 – Elemento infinitesimal.

Esta é a equação de uma parábola. A última expressão resulta de se ter considerado a origem do sistema de eixos no ponto que, devido às ações, experimenta o maior deslocamento, como se mostra na Figura B.1, o que conduz a que $y(0) = C_2 = 0$ e $y'(0) = C_1 = 0$. A flecha da parábola pode, então, ser calculada tomando x = L/2:

$$f = \frac{p \cdot b}{2T_{min}} \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{p \cdot b \cdot L^2}{8T_{min}}$$
(B.4)

Considerando um elemento infinitesimal com comprimento inicial dx, por efeito das ações esse elemento vai experimentar um aumento de comprimento d(Δ L). O aumento total de comprimento do elemento estrutural pode ser calculado por relações geométricas (ver Figura B.2):

$$L + \Delta L = \int_{-L/2}^{L/2} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx$$
(B.5)

Por relações mecânicas, atendendo à lei de Hooke, vem:

$$\sigma = E\varepsilon \implies \frac{T}{A} = E \frac{d(\Delta L)}{dx} \implies T_{min} = \frac{\Delta L}{L + \Delta L} EA$$
 (B.6)

Tendo presente as expressões (B.3) e (B.6), tem-se que:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{p \cdot b}{T_{min}} x \implies \frac{dy}{dx} = \left(1 + \frac{L}{\Delta L}\right) \frac{p \cdot b}{EA} x \implies \frac{dy}{dx} = \Psi(\Delta L) \cdot x$$
(B.7)

Finalmente, introduzindo (B.7) em (B.5), obtém-se uma expressão implícita que permite determinar o aumento de comprimento do elemento estrutural traccionado, ΔL , em função de L, b, A, E e p

$$\Delta L = 2 \int_{0}^{L/2} \sqrt{1 + (\Psi(\Delta L) \cdot x)^2} \, dx - L$$
(B.8)

Este integral tem solução exata. Efetivamente,

$$\Delta L = \left(\Gamma(\Delta L) \cdot \sqrt{1 + (\Gamma(\Delta L))^2} + \ln \left(\Gamma(\Delta L) + \sqrt{1 + (\Gamma(\Delta L))^2} \right) \right) / \Psi(\Delta L) - L$$
(B.9)

sendo

$$\Gamma(\Delta L) = \Psi(\Delta L) \cdot \frac{L}{2}$$
(B.10)

Esta equação tem que ser resolvida por tentativas, devido ao seu caráter implícito. Como se viu no Anexo A, o valor máximo da tração ocorre nas secções extremas, sendo igual a:

$$T_{máx} = \sqrt{T_{mín}^{2} + (p \cdot b \cdot L/2)^{2}}$$
(B.11)



ш
F
1
4
ž
Ο
Ū

A Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e a Universidade da Beira Interior (UBI), através do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura (DECA), organizam o 14° Congresso Nacional de Geotecnia instalações da UBI, de 6 a 9 de abril de 2014. A UBI é uma jovern universidade cujas raizes remontam a 1973, inserindo-seo curso de Engenharia Civil no seu plano 1978, inserindo-seo curso de Engenharia Civil no seu plano 1978, inserindo-seo curso de Engenharia civil no seu plano este curso e as suas áreas de uma das áreas fundamentais deste curso e as suas áreas de investigação enquadram-se nas vertentes de geologia de engenharia, mecânica dos solos e rochas, fundações, geolecina ambientai, georecursos e novos materiais. Na zona envolvente da cidade da Covilhã encontram-se as infraestruturas do sistema de regació da Cova da Beira Jearagens, canais, túneis), dos mais antigos aproveitamentos hidroelétricos do País, estabilização de taludes ao longo de vias de comunicação, requalificação ambiental dos aterros e barragens de escombreiras de actêreis da indústria extrativa (selagem, estabilização e impermeabilização), entre outras.

O objetivo deste congresso consiste na promoção da Geotecnia Portuguesa nas Infraestruturas, cuja atividade foi intensa nos últimos anos. Perspectiva-se, assim, a possibilidade de divulgação dos avanços nas áreas de projeto, construção e ensino das várias atividades geotécnicas e sua internacionalização, pois, nos dias de hoje, uma parte importante das empresas e dos profisionais portugueses trabalham noutros mercados, espanhola. Convida-se assim toda a comunidade geotécnica nacional, bem como a dos pálses com quem a SPG tem ligações, nomeadamente Brasil, Espanha e PALOP, a participarem no 14CNG - GEOTECNIA NAS INFRAESTRUTURAS. A Comissão Organizadora



TEMÁTICA

O Lema do 14CNG - GEOTECNIA NAS INFRAESTRUTURAS é subordinado aos temas ÁGUA, ENERGIA, TRANSPORTES E AMBENTE Portugal tem em curso um plano de construção de novos aproveitamentos hidroeléctricos e de fins múltiplos, bem como de novos sistemas de abastecimento de água para as populações e para regadio. Nestas infraestruturas hidráulicas a componente geotécnica é importante e muito diversificada. Na região da Beira Interior foram construídas infraestruturas hidráulicas de singular importância que poderão ser visitadas durante o congresso.

Energia

A energia, essencial no desenvolvimento socioeconómico, apresenta-se como campo privilegiado de apricações do domínio da geotecnia. As escasas reseavas de energias fósseis e o seu elevado custo justificam esforços para uma melhor gestão energética e para o uso de energias renováveis, incluindo novas formas de armazenamento. As barragens, turbinas eólicas e suas fundações, os circuitos hidráulicos e as instalações geotermicas são exemplos de obras com uma importante componente geotercica.

Transport

Tendo em conta que o desempenho das infraestruturas de transporte depende fortemente das propriedades dos geomateriais envolvidos na sua construção, o tema pretende focar-se na experiência comprovada e na inovação técnica de aspetos geotécnicos do projeto, construção, manutenção e durabilidade destas infraestruturas.

Ambiente

Os aspetos ambientais a abordar são os relacionados com a reabilitação de locais contaminados, construção de operação de áreas para confinamento de residuos, reutilização de residuos em infraestruturas, melhoria e requairficação de solos. Serão também discutidas a exploração sustentável de georecursos, a implementação de sistemas de gestão ambiental, a avaliação do importe ambiental e de medidas mitigadoras em obras de engenhentar geotécnica.

ORGANIZAÇÃO

O 14CNG será organizado por sessões plenárias com oradores convidados e sessões paralelas, com as comunicações aceites, agrupadas nos temas do congresso. Os resumos alargados das comunicações seráo publicados nas atas do Conoresso. sendo a sua versão infectral incluida

em suporte dígital. Durante as sessões do Congresso, decorrerá uma exposição técnica destinada à participação das empresas ou entidades interessadas mas temáticas do congresso. O programa social e a lista dos hotéis recomendados serão anunciados no segundo boletim. Encontro de Jovens Geotécnicos - informações na página do 14CNG (brevemente).

DATAS IMPORTANTES

Submissão de resumos	02.set.2013
Aceitação de resumos	28.out.2013
Emissão do 2.º Boletim	06.dez.2013
Envio de comunicações	07.jan.2014
Aceitação das comunicações	25.fev.2014
Envio da versão definitiva das comunicações	22.mar.2014
Emissão do 3.º Boletim	29.mar.2014
14CNG	6-9.abr.2014

COMUNICAÇÕES

SUBMISSÃO DE RESUMOS

Utilizando a área reservada, na página web do Congresso, os autores podem submeter um resumo com o máximo de 450 palavras, até ao día 2 de setembro de 2013.

SUBMISSÃO DE COMUNICAÇÕES

Após a aceitação do resumo, os autores devem submeter o resumo alargado e a correspondente comunicação, para processo de revisão pela Comissão Científica, através da área reservada a autores na página web do Congresso, até ao dia 7 de janeiro de 2014.

Nota: o acesso à área reservada de autores exige o registo on-line na página web do Congresso





• Sede

Lagoas Park - Edifício 2 2740-265 Porto Salvo - Portugal Tel.:[+351] 217 912 300 Fax: [+351] 217 941 120/21/26

• Angola

Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A Caixa Postal 2857 - Luanda Tet.:[+34] 915 550 903 Fax: [+34] 915 972 834 • Argélia Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah 16000 Alger Tel.: [+213] 219 362 83 Fax: [+213] 219 365 66

• Brasil Rua Iguatemi, nº488 - 14º - Conj. 1401 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo Tel.: [+55] 112 144 5700 Fax: [+55] 112 144 5704 • Espanha Avenida Alberto Alcocer, n°24 – 7° C 28036 Madrid Tel.: (+34) 915 550 903 Fax: (+34) 915 972 834

 Moçambique Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C Maputo TeL:[+258] 214 914 01 Fax: [+258] 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

1. Mangaratiba RJ

2. Botafogo RJ

3. Copacabana, RJ





Recorde Mundial: impacto de 20 toneladas métricas à 103km/h contido!

A nova barreira para queda de rochas modelo GBE 8000A estabeleceu novo recorde mundial em teste realizado em Outubro,2011 no campo de testes verticais em Wallenstadt na Suíça. Teste certificado realizado e resultados certificados obtidos de acordo com a norma do ETAG 027 :

- 8,000kj de energia de impacto
- 8.5 metros de deflexão da barreira
- 85% de altura residual da barreira

A barreira modelo GBE-8000A protege contra queda de grandes blocos de rocha que produzem altas cargas de energia cinética, são aplicáveis onde as barragens de retenção não são possíveis e excedem a capacidade de absorção da maioria das galerias de concreto.



Assista ou escaneie o filme
 do teste em:
 www.geobrugg.com/GBE-8000A



Geobrugg AG Geohazard Solutions Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606 Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003 Fone: +55 21 3624.1449 Cel: +55 21 9979.1288 info@geobrugg.com • www.geobrugg.com




dstgroup

Onde a engenharia começa.

Por detrás de uma grande obra está sempre uma grande empresa.

A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospecção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.

As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia. Na génese da construção.

a dst group company

t + 351 253 307 285 geral@tgeotecnia.pt www.dstsgps.com

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

15

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a tecnologia alemã e o abraço brasileiro a seu serviço.

Fale com a Huesker: www.huesker.com.br huesker@huesker.com.br (12) 3903 9300



Tecnologia alemã, Deutsche Technologie, abraço brasileiro. brasilianische Umarmung.

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
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos

ORTUGAL EGIÃO CENTRO E SUL

Outubro 51) 210 125 000, (351) 217 925 000 51) 217 970 348 oba ot

2200

Marquês de Tomar, 9, 6° 0-152 LISBOA (351) 217 925 000 (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

erque, 744, 1º Mouzinho de Albuqu 0-203 MATOSINHOS (351) 229 380 421 (351) 229 373 648

ANGOLA

GOLA eta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dia re do Maculusso, LUANDA Fax: (244) 222 338 513 ail: geral.coba-angolo@netcabo.co.ao

MOCAMBIQUE

Cardina Control Contro

ARGÉLIA

Rue des Frères Hoc ior - 16606, ARGEL (213) 21 922 802 (213) 21 922 802

BRASIL

Buenos Aires 68, 25° tro. Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022 (55 21) 3553 67 30 (55 21) 8366 00 06

Tavora 1701, Sala 403 CEP 60170 - 251

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Sta PO Box 38360, Abu Dhabi – U.A.E 9711 2 4454672



SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION





BRASIL Phone: 55 (11) 4525-5000 Fax: 55 (11) 4599-4275 maccaferri@maccaferri.com.br www.maccaferri.com.br PORTUGAL Phone: (351) 218 968 282 Fax: (351) 218 968 078 portugal@abianchini.pt www.abianchini.es

MACCAFERRI Engineering a better solution



www.cenor.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS





BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

CENOR Consultores, S. A.

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | BRASIL | CABO VERDE | COLÔMBIA MALAWI | MARROCOS | MOÇAMBIQUE | TIMOR LESTE | VENEZUELA

Rua das Vigias, 2. Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA . PORTUGAL T. +351.218 437 300 | F. +351.218 437 301 | E. cenor@cenor.pt



PROVA DE CARGA ESTÁTICA Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

"Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos."

REFORÇO DE FUNDAÇÕES MICROESTACA ARCOS^{*}:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
 Economia, segurança e rapidez na execução.

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br Belo Horizonte - MG - Brasil





2699-501 Bobadela LRS Tel. 21 995 80 00 Fax. 21 995 80 01 e.mail: mail@geocontrole.pt www.geocontrole.pt







Engenharia Geotécnica



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

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

Escritório Angola Rua Alameda Van-Dúnem, n.º 265 R/c Luanda - NNGOLA Tel. 00 244 222 443 559 / Fax 00 244 222 448 843 Escritório do Porto Rua Eng. Ferreira Dias, nº 161 2º Andar 4100-247 Porto - PORTUGAL Tel. 00 351 22 616 74 60 / Fax 00 351 22 616 74 69

Escritório Barcelona Calle Comte d' Urgell, 204-208 6.º A 08036 Barcelona – ESPANHA Tel. 00 34 93 419 04 52 / Fax 00 34 93 419 04 16 Rampa dos Piornais, n.º 5 - Sala 1 9000-248 Funchal – PORTUGAL Tel. 00 351 291 22 10 33 / Fax 00351 291 22 10 34

Escritório da Madeira

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

www.tecnasolfge.com

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

Entende-se por "Nota Técnica" a descrição de trabalho técnico-científico cujo grau de elaboração não está suficientemente avançado para dar lugar a um artigo, não devendo ter mais do que 10 páginas.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia deverá ser efectuada através da página electrónica com o endereço http://www.revistageotecnia.com. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direcção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos.

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

- 1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
- 2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida um "*template*" para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
- O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.
- 4. A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e em rodapé um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.
- 5. Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.
- 6. Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas.
- 7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada. As figuras devem ser a preto e branco. Os autores deverão garantir, na sua preparação, que linhas e símbolos são legíveis no formato de impressão.
- 8. As equações devem ser numeradas junto ao limite direito da folha.
- 9. Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume dos "Proceedings of the Nineth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering" (Tóquio 1977) e com a lista de símbolos organizada em Março de 1970 pela "Commission on Terminology, Symbols and Graphics Representation" da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.
- 10. As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP-405 de 1996, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis [por exemplo: Skempton e Henkel (1975) ou Lupini *et al.* (1981)]. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.
- 11. O artigo deve terminar com uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).
- 12. Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. "Discussões" e "Respostas" serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.
- 13. O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação "Discussão" ou "Resposta". Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.
- 14. As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para: Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – SPG, a/c LNEC Av. Brasil, 101 1700-066 Lisboa – Portugal E-mail: spg@lnec.pt

- 3 Liquefação de solos à luz da mecânica aplicada *António Viana da Fonseca*
- 37 Atenuação de metais pesados provenientes da percolação de lixiviado em colunas preenchidas com solo *Mariana Consiglio Kasemodel, Tânia Leme de Almeida, Valdir Schalch*
- 49 Ensaios de alterabilidade para a previsão da drenagem ácida na barragem de Irapé, Brasil Marcelo Guimarães Duarte, Adilson do Lago Leite, Romero César Gomes
- 67 Uso dos ensaios de penetração de cone, desagregação, sucção e resistência à tração para avaliar a erodibilidade *Rodrigo da Cruz de Araujo, Tácio Mauro Pereira de Campos*
- 87 Acerca do funcionamento dos sistemas flexíveis usados na estabilização de taludes em maciços alterados *António Silva Cardoso*