



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 121 - Março 2011

DIRECTOR:

António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:

Lázaro Zuquette, USP

COMISSÃO EXECUTIVA:

Jaime Alberto dos Santos, IST Armando Nunes Antão, FCT/UNL Márcio Muniz de Farias, UnB Maria Giovana Parizzi, UFMG

A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez em Junho de 1971, tendo como fundador Úlpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano. A partir de Março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pelas Sociedades de Geotecnia de Portugal e Brasil: SPG, ABMS e ABGE e, a partir de Março de 2011, pela SPG e ABMS.

Laura Caldeira, LNEC - Lisboa

Lindolfo Soares, USP - São Paulo

COMISSÃO EDITORIAL 2010-2012

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

Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP - Ouro Preto Luiz Antônio Bressani, UFRGS - Porto Alegre Luiz Ferreira Vaz, Themag - São Paulo Luiz Nishivama, UFU - Uberlândia Luís Leal Lemos, FCTUC - Coimbra Luís Ribeiro e Sousa, LNEC - Lisboa M. Matos Fernandes, FEUP - Porto Maria da Graça Lopes, ISEL - Lisboa Marcus P. Pacheco, UERJ - Rio de Janeiro Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe - Recife Maria Eugênia Boscov, USP - São Paulo Maria Lurdes Lopes, FEUP - Porto Maurício Ehrlich, UFRJ - Rio de Janeiro Milton Vargas, Themag - São Paulo Nuno Grossmann, LNEC - Lisboa Nuno Guerra, FCT-UNL - Caparica Osni José Pejon, USP - São Carlos Oswaldo Augusto Filho, USP - São Carlos Pedro Sêco e Pinto, LNEC - Lisboa R. F. de Azevedo, UFV - Viçosa Renato Pinto da Cunha, UnB - Brasília Ricardo Oliveira, Coba - Lisboa Romero César Gomes, UFOP - Ouro Preto Rui M. Correia, LNEC - Lisboa Tácio M. Campos, PUC-Rio - Rio de Janeiro Telmo Jeremias, LNEC - Lisboa Tiago Miranda, U.Minho - Guimarães Waldemar Hachich, USP, São Paulo Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo

SPG

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

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

121 Março 2011

3 Susceptibilidade à liquefacção de uma areia dunar avaliada em ensaios laboratoriais com medição de velocidades de ondas sísmicas

17 O emprego da análise de imagens na determinação da forma de areias

31 Variante a Santarém – Tratamento da fundação do novo aterro ferroviário sobre as aluviões do Tejo

53 Avaliação da interação solo-estrutura através da monitoração de recalques

71 Influência de filitos no padrão de fluxo e na estabilidade de taludes de cavas a céu aberto José Rocha António Viana da Fonseca

Georgia S. Araujo Kátia V. Bicalho Fernando A. Tristão

Pedro Guedes de Melo Emanuela Mira Marie Rebouço Tiago Midões

Paulo César de Almeida Maia Rodrigo Alvarez de Barros Fernando Faboya de A. Juniro

Leonardo Carvalho Ventura Luis de Almeida Prado Bacellar

SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO DE UMA AREIA DUNAR AVALIADA EM ENSAIOS LABORATORIAIS COM MEDIÇÃO DE VELOCIDADES DE ONDAS SÍSMICAS

Liquefaction susceptibility of a dune sand assessed by laboratory tests with measurement of seismic wave velocities

José Rocha* António Viana da Fonseca**

RESUMO – Neste trabalho avaliou-se a susceptibilidade à liquefacção de uma areia dunar proveniente de Ain Beniam, em Argel, Argélia, onde, em 2003, ocorreu o sismo Boumerdès que causou graves danos a nível estrutural, muitos deles associados a este fenómeno.

Estes estudos têm vindo a ser efectuado no LabGeo da FEUP, incorporando ensaios de compressão isotrópica e edométrica, assim como ensaios triaxiais cíclicos, não drenados, tendo-se utilizado transdutores piezoeléctricos, do tipo *bender-extender elements*, que permitiram a medição de ondas de compressão ("P") e distorcionais ou de corte ("S"). O conjunto de amostras ensaiadas foi preparado com recurso à técnica de apiloamento com solo húmido ("moist tamping"), para um determinado valor do teor em água, mas com variações do índice de vazios, de forma a ser possível definir quais as condições de compacidade limite para a ocorrência do fenómeno em estudo.

Desta forma foi possível avaliar a susceptibilidade à liquefacção estática e cíclica, para diferentes condições de estado, utilizando diferentes critérios, tal como o da composição física do material, o da condição de estado pela teoria dos estados críticos, e correlacionando a acção com a resistência em acções cíclicas por via da velocidade normalizada das ondas distorcionais sísmicas.

SYNOPSIS – This work presents the assessment of the liquefaction susceptibility of a dune sand from Ain Beniam in Alger, Algeria, where, in 2003, the Boumerdès earthquake occurred, causing serious damage to several infrastructures, some of them related to this phenomenon.

Theses studies have been carried out in LabGeo from FEUP, incorporating isotropic compression tests and oedometer tests, as well as undrained cyclic triaxial tests, complementarily recurring to piezoelectric transducers, of bender-extender element type, which allowed the measurement of the velocities of seismic compression (P) and distortion or shear (S) waves. All specimens were prepared using the moist tamping technique for the same moisture content, varying the void ratio to define which are the limit conditions of density, for which this phenomenon is expected to occur.

By this mean it was possible to evaluate the susceptibility to flow liquefaction and cyclic mobility for different state conditions, using different criteria such as material physical compositions, state condition in relation of critical state theory and correlations with the cyclic resistance taking reference to S wave velocities.

PALAVRAS CHAVE - Liquefacção, ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, ondas sísmicas.

^{*} Engenheiro Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. E-mail: ec04203@fe.up.pt

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

1 – INTRODUÇÃO E OBJECTIVOS

A liquefacção é um dos mais complexos e controversos assuntos da engenharia geotécnica e sísmica. Por essa razão os estudos neste campo aumentaram consideravelmente nos últimos 40 anos, em grande parte devido aos sismos que ocorreram em 1964 no Alasca e em Niigata e os subsequentes. Ao longo dos anos, o termo liquefacção passou a ser relacionado com um fenómeno que consiste na perda de resistência e/ou rigidez de um solo, saturado e em condições não drenadas, de carregamento monotónico ou cíclico, ou seja, num curto intervalo de tempo, podendo levar à rotura brusca do mesmo (colapso). Durante o processo, vão-se gerando excessos positivos de pressão na água dos poros do solo que poderão igualar o valor da tensão total, resultando daí a anulação das forças interparticulares ou tensões efectivas.

Uma vez que, a resistência ao corte do solo é uma função directa das tensões efectivas, ou seja, das forças interparticulares, no momento que estas se anulam ocorrem assentamentos e, em muitos casos, aberturas de fendas na superficie do terreno com expulsão de água sob pressão (o fenómeno de "bolha de areia"), que são devastadoras para as estruturas fundadas no mesmo.

Foram realizados ensaios triaxiais estáticos em amostras com um índice de vazios de 0,9 e um teor em água de 5% (condições utilizadas em trabalhos precedentes, Fonseca, 2099 e Pinheiro, 2009), de forma a obter uma melhor caracterização da linha dos estados críticos do material em estudo. Para valores de índice de vazios mais baixos, foi confirmado que não é expectável a ocorrencia do fenómeno de liquefacção estática. Como ferramenta auxiliar aos ensaios estáticos, para definir a linha de consolidação em condições confinadas, tecnicamente paralela à linha dos estados críticos, realizaram-se dois ensaios edométricos até grandes tensões. Da mesma forma, para avaliar a mobilidade cíclica, e como ferramenta mais adaptada à acção em causa, foram realizados ensaios cíclicos, tendo-se também adoptado um teor em água de 5%, mas fazendo-se variar o índice de vazios entre 0,9 (condição já estudada, que apresenta uma clara susceptibilidade ao fenómeno da liquefacção) e 0,8, de forma a definir as condições limite de compacidade para a ocorrência do fenómeno em carregamentos cíclicos. O nível de acção imposto nestes ensaios teve por base o espectro sísmico correspondente ao sismo de Boumerdès, enquanto que a frequência da oscilação sinusoidal adoptada foi de 1Hz, de forma a ser possível obter um melhor registo das grandezas envolvidas, tendo em conta os equipamentos disponíveis.

A existência de transdutores piezoeléctricos nas câmaras triaxiais do Laboratório de Geotecnia da FEUP (*www.labgeo.fe.up.pt*), permitiram a avaliação das propriedades dinâmicas, associadas às velocidades das ondas sísmicas de compressão, P, e distorcionais, S.

O principal objectivo deste trabalho passa então pela avaliação dos parâmetros de estado e da acção cíclica que potenciam o fenómeno da liquefacção nas areias dunares de Ain Beniam.

2 – EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Foram realizados 26 ensaios triaxiais, quer estáticos quer cíclicos, por serem dos mais completos, mas simples, e adequados, desde que assumidas algumas simplificações (Kramer, 1996, Jefferies e Been, 2006), à caracterização da resistência ao fenómeno de liquefacção monotónica e cíclica de um solo. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP e a descrição pormenorizada dos equipamentos pode ser encontrada em Rocha (2010). Tal como já foi referido, estes ensaios foram munidos de transdutores do tipo *bender/extender elements* que permitiram o registo dos tempos de chegada das ondas P e S (mais detalhes em Viana da Fonseca e Ferreira, 2002).

Para a realização dos ensaios triaxiais, dependendo do tipo de carregamento aplicado, é essencial uma preparação adequada do provete. Foi adoptada a técnica de apiloamento suave de solo um pouco húmido, *moist tamping*, que é uma técnica reconhecida como particularmente eficiente e comummente usada na moldagem de provetes de solos arenosos e siltosos, permitindo obter amostras de baixa compacidadede, ou seja, para índices de vazios elevados, como o desta areia nas condições *in situ*.

Neste trabalho, a preparação e montagem dos provetes consistiu nas seguintes etapas:

- Começam por se realizar marcas de orientação na membrana, que facilitam a colocação da instrumentação interna nos ensaios estáticos e servem de guias para posterior introdução do material.
- 2. É colocado um filtro na base da câmara, de forma a evitar a passagem de finos através da pedra porosa. Este filtro é previamente cortado com a forma do *bender/extender element* de forma a não obstruir o contacto entre o transdutor e o solo.
- 3. A membrana é presa à base da câmara através da aplicação de 2 *o-rings*, que impedem a entrada de água pela base do provete.
- 4. Um molde metálico e cilíndrico é colocado sobre a placa da base, ajustando-se posteriormente a membrana de forma a ser possível uma correcta moldagem do solo. É aplicada uma pressão de vácuo da ordem dos 50 kPa entre o molde e a membrana, para que esta fique perfeitamente esticada e encostada ao molde. Por fim são retiradas as medidas do interior do molde.
- 5. Conhecidas as medidas do molde, calcula-se a quantidade de material tendo em conta o índice de vazios desejado e o teor em água correspondente, que no presente trabalho foi sempre de 5%.
- 6. A quantidade de solo necessária é então dividida em 5 partes para a sua colocação por camadas. Esta opção permite moldar o provete por etapas, evitando assim erros grosseiros de compacidade no final da montagem.
- 7. No final da colocação do solo, coloca-se o topo, alinhando o par de *bender/extender elements* (emissor e receptor). A membrana é ajustada ao topo com a utilização de 2 *o-rings*.
- 8. De forma a ser retirado o molde metálico, altera-se a aplicação de pressão negativa (do vácuo) passando esta a exercer-se pela base do provete com um valor entre 10 kPa e 15 kPa. Por fim são medidas as dimensões finais do provete de forma a determinar o valor real do índice de vazios.
- 9. Finalmente, é introduzida a câmara que, após ser devidamente fechada, se enche com água. Substitui-se gradualmente a pressão interna por uma tensão de confinamento, geralmente, entre 10kPa e 15kPa. O provete fica assim pronto para o início das fases de ensaio triaxial.

Para além da fase de preparação em cima descrita, a execução dos ensaios envolveu as seguintes etapas: (*i*) percolação dos provetes com água destilada, de forma a expulsar as bolhas de ar mais significativas do interior da amostra (assegurou-se sempre que o volume de água percolado fosse no mínimo o dobro do volume de vazios); (*ii*) saturação plena da amostra, por aumento da contrapressão até à remoção completa da fase gasosa, sendo tal conseguido através da introdução de elevadas pressões que induzem a sua dissolução; (*iii*) consolidação, isotrópica para os ensaios estáticos e anisotrópica para os ensaios cíclicos, que permite a simulação das condições desejadas antes da fase de corte (note-se que em outra fase deste estudo seriam conduzidos ensaios monotónicos após consolidação anisotrópica, mas que não serão aqui incluídos); (*iv*) corte estático e cíclico, em condições não drenadas, consistindo no carregamento vertical da amostra monotónica e ciclicamente, respectivamente, e consoante o tipo de análise desejada, e, ainda, um ensaio de corte monotónico em condições drenadas (este complementaria os estudos anteriores, com ensaios drenados, Ghili, 2003, Pinheiro, 2009 e Fonseca, 2009).



Fig. 1 – Fases de montagem: a) ajuste da membrana ao molde; b) introdução de uma camada de areia;
 c) fase final da colocação da areia no molde.

3 - RESUMO DOS ENSAIOS REALIZADOS

Foram realizados treze ensaios estáticos e treze ensaios cíclicos, como é possível constatar no Quadro 1, mantendo constante o teor em água mas fazendo variar a compacidade e o estado de tensão das amostras.

	w (%)	e	σ' _h (kPa)	К	σ' _v (kPa)	Condição de ensaio
LD40	5	0,9	15	1	15	Estático
LD41	5	0,9	15	1	15	Estático
LD42	5	0,9	15	1	15	Estático
LD43	5	0,9	25	0,5	50	Estático
LD44	5	0,9	30	1	30	Estático
LD45	5	0,9	100	1	100	Estático
LD46	5	0,9	400	1	400	Estático
LDC47	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LD48	5	0,9	1000	1	1000	Estático
LDC49	5	0,9	100	0,5	200	Cíclico
LDC50	5	0,9	100	0,5	200	Cíclico
LDC51	5	0,9	200	1	200	Cíclico
LDC52	5	0,9	50	1	50	Cíclico
LDC53	5	0,9	15	1	15	Cíclico
LDC54	5	0,8	100	0,5	200	Cíclico
LDC55	5	0,8	25	0,5	50	Cíclico
LDC56	5	0,85	100	0,5	200	Cíclico
LDC57	5	0,85	25	0,5	50	Cíclico
LDC58	5	0,85	25	0,5	50	Cíclico
LDC59	5	0,85	25	0,5	50	Cíclico
LDC60	5	0,85	15	0,5	30	Cíclico
LD61	5	0,9	1000	1	1000	Estático
LD62	5	0,85	15	1	15	Estático
LD63	5	0,9	500	1	500	Estático
LD64	5	0,9	1000	1	1000	Estático
LD65	5	0,9	15	1	15	Estático

Quadro 1 - Condições de estado e tensões de repouso dos ensaios não drenados, monotónicos e cíclicos.

Para a avaliação do coeficiente de impulso, tal como já havia sido adoptado em trabalhos precedentes, recorreu-se à proposta de Jaky (1944) que, para solos puramente friccionais, depende exclusivamente do ângulo de atrito, ϕ ', conforme indica a expressão (1).

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \tag{1}$$

Através dos resultados dos ensaios de corte directo realizados, determinou-se um valor do ângulo de atrito de 32,4°, que dá origem a um coeficiente de impulso de 0,464, valor bastante próximo do que havia sido anteriormente determinado por Ghili (2003) e Fonseca (2009).

Os ensaios triaxiais estáticos permitiram, juntamente com os resultados dos ensaios edométricos, definir as linhas de consolidação em condições, isotrópicas e de confinamento pleno (vulgo unidimensional) - designado por LNCISO e LNCEDO, respectivamente – bem como a linha dos estados críticos do material em estudo, para além da evolução do módulo dinâmico com a tensão efectiva média de confinamento. Importa salientar que estas linhas são teoricamente paralelas, o que se verificou razoavelmente pelos resultados configurados na representação dos pontos da Figura 2.

Com os ensaios triaxiais cíclicos foi possível estabelecer a relação entre o parâmetro de estado, ψ , e a acção cíclica expressa pelo valor da razão de carregamento cíclico adaptado para as condições triaxiais, CSRTX (Kramer, 1996).

4 – ANÁLISE DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO

4.1 - Ensaios triaxiais monotónicos ou estáticos

Dos treze ensaios triaxiais monotónicos ou estáticos, oito possibilitaram a determinação da linha normalmente consolidada em condições isotrópicas (LNCISO) e da linha dos estados críticos (LEC). A estes resultados adicionaram-se três outros, de ensaios realizados por Pinheiro (2009), que possibilitaram uma melhor definição das referidas curvas. No Quadro 2, apresentam-se algumas características destes ensaios.

	w(%)	V ₀ (cm ³)	e ₀ *	K ₀	Cons. (kPa)	e _c	Condição
LD42	5	522,82	0,907	1	15	0,8998	Não Drenado
LD44	5	529,56	0,919	1	30	0,8949	Não Drenado
LD45	5	508,98	0,906	1	100	0,8809	Não Drenado
LD46	5	527,17	0,880	1	400	0,8491	Não Drenado
LD48	5	532,40	0,906	1	1000	0,8401	Não Drenado
LD63	5	522,98	0,921	1	500	0,8129	Drenado
LD64	5	518,25	0,910	1	1000	_	Drenado
LD65	5	513,03	0,901	1	15	0,8850	Drenado

Quadro 2 – Características dos ensaios que definem a LNC e a LEC.

* optou-se por deixar expresso o valor de e_0 com três casas decimais dada a sensibilidade do índice de vazios na análise de estado, embora se reconheça que na prática corrente toma-se só 2 casas decimais.

Uma vez que, com os ensaios triaxiais apenas era possível a obtenção de resultados para valores de consolidação máximos, da ordem dos 1000 kPa, recorreu-se aos resultados dos ensaios edométricos para definir a linha dos estados críticos para tensões mais elevadas, admitindo o seu paralelismo. Trata-se, porém, de uma mera suposição que se deve confirmar no futuro. Na Figura 2 estão representados os resultados dos ensaios bem como a definição da LNC e da LEC.

Como antes se referiu, é visível um claro paralelismo entre a linha dos estados críticos, LEC, e a linha normalmente consolidada, LNC, o que é expectável à luz dos conceitos da Teoria dos Estados Críticos. Porém, em termos de carregamento não-drenado, tal só é verificado para tensões superiores a 100 kPa porque os pontos representados são os correspondentes a ensaios sem drenagem que liquefizeram. De facto, para valores baixos de tensões efectivas, as amostras apresentam susceptibilidade à liquefacção, desenvolvendo uma trajectória de tensões efectivas, convergindo para a sua anulação e um total colapso na representação "índice de vazios" vs tensão média efectiva (caso amostras LD42, LD44 e LD45).

Nos ensaios LD46, LD48 e LD4, não drenados, não ocorreu liquefacção, tendo sido utilizados os seus resultados para traçar a linha dos estados críticos, LEC. De forma a definir melhor esta linha, realizaram-se três ensaios drenados, LD63, LD64 e LD65. No ensaio, LD64, foi, no entanto, necessário impor uma condição não drenada durante a fase de corte drenado (por razões logísticas), ficando aquém da LEC. O ensaio LD65 permitiu confirmar o prolongamento da trajectória da Linha dos Estados Críticos, correspondente à zona estável, para baixas tensões.



Fig. 2 – Definição das linhas normalmente consolidadas, isotrópica e edométrica, e dos estados críticos.

Assim sendo, a linha dos estados críticos pode ser dividida em três zonas: até aos 100 kPa, existe uma zona com grande susceptibilidade à liquefacção, que designamos por "zona metaestável"; entre 100 kPa, e até aproximadamente 1000 kPa, a linha dos estados críticos (LEC) é paralela à linha LNC, designada por "zona estável"; e, a partir dos 1000 kPa, estas linhas terão uma maior inclinação, tendo sido extrapoladas dos ensaios edométricos e justificadas pela quebra de grãos, com consequente aumento da percentagem de finos (semelhantemente a outros materiais estudados recentemente no LabGeo da FEUP – Bedin, 2010).

4.2 – Ensaios triaxiais cíclicos

4.2.1 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção cíclica à luz das cartas de liquefacção (CSR vs CRR_{Sl})

A acção sísmica pode ser expressa, segundo o método simplificado proposto por Seed e Idriss (1971), pela razão das tensões cíclicas, que se baseia na aceleração máxima na superfície do terreno, nos termos que se exprimem na Razão de Acção Cíclica (CSR_{in situ}), materializada em:

$$CSR_{in\,situ} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \times \alpha \times r_d \times \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$
(2)

em que:

- τ_{av} é a tensão média de corte ;
- σ'_{v0} é a tensão efectiva vertical;
- α é a razão entre a aceleração máxima do terreno, a_{máx}, e a aceleração da gravidade, g, indicadas na expressão:

$$\alpha = \frac{a_{max}}{g} \tag{3}$$

• $r_d - \acute{e}$ um factor que tem em conta a flexibilidade do solo em profundidade.

A acção cíclica em condições de laboratório, é expressa pela razão das tensões cíclicas CSR_{TX} , é determinada pela expressão:

$$CSR_{TX} = \frac{\tau_d}{\sigma} = \frac{\sigma_d}{2\sigma_m}$$
(4)

em que:

- CSR_{TX} é a razão de tensões cíclicas para ensaios triaxiais;
- τ_d é a tensão de corte num ciclo;
- σ'_m é a tensão efectiva média de confinamento;
- σ_d é a tensão de desvio cíclica, corresponde à gama de tensão vertical cíclica em ensaios correntes (apenas com acção axial ou vertical) e, neste caso, imposta por um carregamento com a frequência de 1Hz.

Todos estes procedimentos foram controlados através de um equipamento e software desenvolvido na FEUP. Os procedimentos foram definidos em função do valor de consolidação de cada ensaio, sendo feita uma solicitação linear, à taxa de 20 N/min, de forma a atingir a carga vertical necessária para obter as condições de consolidação desejadas, ou seja, K_0 =0,5, seguindo-se um patamar com a duração de 5 minutos, em que não há alteração do valor da carga vertical aplicada, seguindo uma solicitação sinusoidal, ao qual está associado o início dos ciclos de carga com a amplitude definida e frequência desejada.

A susceptibilidade a um fenómeno de rotura como é a liquefacção, é atida pela avaliação do equilíbrio limite entre aquela acção cíclica com a resistência à mesma, que pode também ser expressa por uma Razão de Resistência Cíclica, CRR (Cyclic Resistance Ratio). Esta tem distintas expressões de dependência com parâmetros derivados de ensaios geotécnicos. Uma das mais recentes foi proposta por Andrus e Stokoe (2000), função das velocidades de ondas sísmicas distorcionais ou de corte (V_s). Aplicada a solos não cimentados holocénicos, com menos de 5% de finos, resultaram de dados obtidos a partir de 20 sismos diferentes e mais de 50 locais de medição, tendo sido obtida a expressão (Youd *et al.*, 2001):

$$CRR = a \left(\frac{V_{SI}}{100}\right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{SI}^* - V_{SI}} - \frac{1}{V_{SI}^*}\right)$$
(5)

em que: a e b são constantes; V_{S1} e V_{S1}^* são, respectivamente, o valor da velocidade das ondas de corte normalizada do registo local e o limite superior da mesma para a ocorrência de liquefacção, sendo a normalização expressa por:

$$V_{SI} = V_S \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}\right)^{0.25} = V_S \times \left(\frac{1+2K_0}{3}\right)^{0.25} \left(\frac{P_a}{\sigma'_m}\right)^{0.25}$$
(6)

Em que:

- V_{S1} é a velocidade das ondas de corte normalizada;
- $V_s \acute{e}$ a velocidade das ondas de corte;
- P_a é a pressão atmosférica (aproximadamente igual a 100kPa);
- σ'_{vo} é a tensão efectiva vertical inicial (admitindo um K₀=0,5).

O ábaco que relaciona as razões de acção e resistência viria a ter as sua expressão mais estabilizada em ábaco de Andrus e Stokoe (2000) e na formulação de Youd *et al.* (2001). Como a resistência à liquefacção em condições laboratoriais é superior, em cerca de 10%, face às condições de campo, é necessário dividir a expressão (2) por 0,9, de forma a determinar os valores realistas de CRR, correspondentes às condições em que foram executados os ensaios, passando este a ser denominado por CRR_{TX} (Kramer, 1996; Jefferies e Been, 2006). Na Figura 3 representa-se o ábaco limite desenvolvido para condições de laboratório.



Fig. 3 – Relação entre V_{S1} e CRR, adaptado para ensaios triaxiais (adaptado de Andrus e Stokoe, 2000, e Youd *et al.*, 2001).

Sobre o ábaco da Figura 3 foram colocadas na Figura 5 as marcas correspondentes às velocidades das ondas sísmicas, de corte ou distorcionais, normalizadas e no estado de tensão de repouso prévio ao carregamento cíclico, bem como alguns resultados de trabalhos anteriores, LDC24, 26 e 28, Fonseca (2009).

Estes valores da acção começaram por ser referenciados aos registos feitos aquando do terramoto de 2003. Assim, o parâmetro α foi ponderado a partir do espectro do sismo de Boumerdès (Figura 4). Como os espectros sísmicos são muito variáveis, no curto espaço de tempo em que ocorre o sismo, foi necessário adoptar um valor médio que permite determinar a força a utilizar no ensaio.

Constata-se que os ensaios que foram moldados com um índice de vazios inferior a 0,9, nomeadamente os ensaios LDC54 e LDC55, são os que apresentam valores maiores da velocidade normalizada das ondas S, V_{S1} , o que seria de esperar, mas também correspondem a valores de CSR_{TX} mais elevados.

O ensaio LDC56, apesar de apresentar uma menor compacidade, comparativamente com os ensaios referidos anteriormente, para uma consolidação de 100 kPa (tensão efectiva horizontal), encontra-se do lado direito da curva, isto é, a região que define os estados em que não há suscepti-



Fig. 4 – Espectro sísmico registado em Keddara (Ghili, 2003).

Quadro 1 – Valores de CSR_{TX} e V_{S1} para os estados de tensão prévios ao carregamento cíclico.

	σ' _d (kPa)	σ' _{h0} (kPa)	σ' _{v0} (kPa)	p' (kPa)	CSR _{tx}	V _s (m/s)	K ₀	V _{S1} (m/s)	N Ciclos
LDC49	55	94	210	133	0,206	180,76	0,45	150,18	7
LDC50	43	96	194	128	0,167	173,79	0,49	147,22	2
LDC54	68	98	200	132	0,257	272,90	0,49	229,42	x
LDC55	18	23	73	40	0,229	205,07	0,31	221,98	x
LDC56	52	98	198	131	0,199	250,76	0,49	211,40	35
LDC59	10	22	52	32	0,164	152,56	0,43	180,03	12
LDC60	3	15	35	21	0,061	127,74	0,42	166,08	40
LDC24	36	50	99	66	0,268	161,11	0,51	161,47	1
LDC26	15	48	98	65	0,118	166,16	0,49	167,05	10
LDC28	25	99	199	132	0,094	182,53	0,50	153,70	6

bilidade à liquefacção, nos termos identificados pelos autores em registos de sismos reais. Na verdade ocorreu liquefacção, mas para um número de ciclos superior a 15 ciclos, que se assume correntemente como fronteira entre os dois estados, à luz da percepção de que a maior parte das incidências sísmicas mais significativas (os abalos primários e excluindo as réplicas) têm durações com acelerações de cálculo, partindo da análise espectral, não superiores a 15 segundos. Note-se que estes dados foram elaborados para sismos de referência com uma magnitude de 7,5 na escala de Richter.

Os restantes ensaios encontram-se todos do lado esquerdo da curva, com excepção do ensaio LDC60 que, ao contrário do que seria de esperar, se encontra no lado oposto. A justificação para este resultado, prende-se com o facto de a tensão média, σ'_m , ser muito baixa, decorrendo uma muito baixa amplitude de carga realmente aplicada no provete, que origina um valor de CSR_{TX} muito baixo. Relacionando o número de ciclos necessários para a ocorrência de liquefacção (apresentado no Quadro 3), com a razão das tensões cíclicas, CSR_{TX}, os resultados organizam-se como na Figura 6.



Fig. 5 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios cíclicos, à luz dos registos dos pares de valores "razão de acção cíclica" e "velocidade de ondas de corte normalizada em estado de repouso".



Fig. 6 – Relação entre o número de ciclos e o valor de CSRTX e o seu posicionamento em relação a uma linha de fronteira para 15 ciclos, até ao colapso por liquefacção.

Comparando os resultados apresentados na Figura 5 com os da Figura 6, conclui-se que os ensaios LDC56 e LDC60, que liquefizeram e se encontram do lado direito da curva, necessitaram de um número de ciclos superior aos valores tidos como realistas, inferior ou igual a 15. Todos os ensaios que se encontram na região susceptível à liquefacção (lado esquerdo da curva) necessitaram de um número de ciclos inferior aos valores limite.

4.2.2 – Avaliação da susceptibilidade cíclica com base no parâmetro de estado

Foi também realizada uma avaliação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios cíclicos a partir do ábaco de liquefacção com base no parâmetro de estado, proposto pela escola de Berkeley, adaptado por Youd *et al.* (2001) e referido por Jefferies e Been (2006) – Figura 7.



Fig. 7 – Relação entre o parâmetro de estado, ψ , e CSR (pontos) ou CRR (linha de fronteira) (Jefferies e Been, 2006).

Uma vez que existe uma equivalência entre a resistência de penetração normalizada, Q (Robertson, 2004), e os resultados normalizados dos ensaios SPT, $(N_1)_{60}$, e que esta resistência é função do parâmetro de estado do terreno, ψ , é então possível correlacionar a razão da acção cíclica, CSR, com este parâmetro.

Este parâmetro é definido pela diferença entre os índices de vazios no estado de repouso (em triaxial é o correspondente ao estado prévio ao carregamento cíclico) e o correspondente sobre a linha dos estados críticos (LEC) para o mesmo estado de tensão (ψ =e₀-e_{ss}). Na Figura 7 apresenta-se o ábaco correspondente a esta relação, para sismos com uma magnitude de 7,5, caracterizados por 15 ciclos de carga (a que corresponderia um sismo de 15 segundos com uma acção de 1Hz e valor de carga referenciado à média espectral).

Verifica-se que a transição entre a ocorrência de liquefacção (lado esquerdo) e a não ocorrência de liquefacção (lado direito) é apenas função do parâmetro de estado do material (Jefferies e Been, 2006).

Os valores de e_{ss} , índice de vazios no estado crítico, foram determinados a partir da linha dos estados críticos representada na Figura 2. Na Figura 7 apresenta-se a relação entre os valores de CSR *in situ* e ψ , para os ensaios cíclicos realizados.

Definiu-se uma aproximação aos resultados obtidos, definida pela expressão (7) que é também representada na Figura 8:

$$CRR_{7.5} = 0.03^{-11\psi}$$
 (7)

Nesta aproximação decidiu-se manter o expoente de variação com ψ , o que pode ser discutível mas que à luz da pequena quantidade de resultados dos ensaios executados em que foi possível definir com clareza os parâmetros de estado foi considerado mais razoável. Como é possível observar, os ensaios que evidenciaram liquefacção, moldados com índices de vazios de 0,9 e 0,85, encontram-se acima da curva definida (região susceptível à liquefacção), com excepção, mais uma vez, do ensaio LDC60. Os ensaios moldados com um índice de vazios mais baixo, não liquefize-

ram, e encontram-se abaixo da curva. A expressão (8) constitui assim uma proposta preliminar de fronteira entre os estados estáveis e/ou os susceptíveis à liquefacção para a areia de Argel:



$$CRR_{4rael} = 0.06e^{-11\psi}$$
(8)

Fig. 8 – Relação entre ψ , e CSR ou CRR (Jefferies e Been, 2006).

5 – CONCLUSÕES

Neste estudo foram realizados 26 ensaios triaxiais, estáticos e cíclicos para determinação das condições de estado limite nas quais a ocorrência do fenómeno é verificada. A investigação decorre ainda na FEUP com uma acumulação de resultados que virá a substanciar as propostas de critérios limites para definição de risco e liquefacção desta areia, mas considera-se já se dispor de dados suficientemente inovadores para aqui se materializar em publicação.

Através dos resultados dos ensaios estáticos realizados, definiu-se a linha dos estados críticos deste material, pela forma da qual se identificaram regiões no espaço de "estado de compacidade" versus "tensões efectivas de repouso", onde não está presente esse risco de liquefacção. Para tal, associam-se os parâmetros que determinam o "estado" em termos de risco: índice de vazios do material e o estado de tensões efectivas.

Estabeleceram-se as devidas correspondências entre as condições de acção e estado *in situ* e as que foram implementadas em laboratório, onde se utilizaram câmaras triaxiais clássicas e nas quais foram realizados os ensaios cíclicos a partir de estados de tensão anisotrópicos e com frequência de carregamento de 1Hz. Através dos resultados obtidos foi possível identificar em que condições é verificado o fenómeno da liquefacção por mobilidade cíclica com um número de ciclos considerado necessário para se gerar o fenómeno em condições reais, ou seja quando este "colapso" se verifica para um número de ciclos inferior a 15, assumindo que os sismos mais correntes terão tempos de incidência para uma acção espectral ponderada de não mais que 15 segundos (natural-mente para um padrão de frequência de 1Hz).

Por fim, e como corolário dos trabalhos até aqui desenvolvidos, foi verificada a aplicabilidade da formulação dos ábacos de liquefacção com base na velocidade normalizada das ondas de corte, V_{s1} , e foi proposta uma fronteira de estados estáveis e/ou susceptíveis à liquefacção para a areia *Les Dunes* de acordo com a proposta de Berkeley.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores querem agradecer ao Engenheiro Ghili Tahar, doutorando da Faculdade de Engenharia Civil da "Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene", em Argel, Argélia, co-orientado pelo 2º autor deste artigo, por partilhar de algumas bases do seu trabalho de tese e que se encontra em fase de finalização. Manifesta-se também o apreço à Empresa Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., na pessoa do Sr. Eng. Pedro Teixeira Duarte e Sr. Eng. Ivo Rosa pelo apoio financeiro concedido ao abrigo do protocolo de colaboração em actividades de investigação com o Instituto da Construção da FEUP. Este trabalho enquadra-se nos trabalhos do CEC, centro de investigação da FCT na FEUP, e foi financiado parcialmente pelo projecto PTDC/ECM/103220/2008, enquadrado no QREN da Comissão Europeia (UE/FEDER), através do Quadro Operacional para Factores Competitivos – COMPETE.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrus, R. D.; Stokoe, K. H. II (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 126 (11), pp. 1015-1025.
- Fonseca, M. A. G. (2009). Derivação em triaxial cíclico de parâmetros de estado e de acção sísmica que induziram liquefacção de areias dunares num sismo em Argel. Sensibilidade das velocidades de ondas de corte como índice de risco. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Tese de doutoramento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Ghili, M. T. (2003). Liquéfaction du sable "Les Dunes". ISSMGE, Congrès Régional Africain de Mécanique des Sols, Dezembro, Marrakech, pp. 8-11.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 335-358.
- Jefferies, M.; Been, K. (2006). Soil liquefaction. A critical state approach. Taylor & Francis. Estados Unidos da América e Canadá.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle. New Jersey.
- Pinheiro, A. S. A. (2009). Avaliação em laboratório das condições de estado que conduziram a fenómenos de liquefacção de areias dunares no sismo de 2003 em Boumerdès. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Robertson, P. K. (2004). Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT. Keynote Lecture. Geotechnical & Geophysical Site Characterization. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W. Mayne. Vol. 1, pp. 233-249. Millpress, Rotterdam.
- Rocha, J. M. M. (2010). Avaliação da susceptibilidade à liquefacção de areias dunares de Argel em ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos com avaliação da velocidade das ondas sísmicas. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Seed, H. B.; Idriss, I. M. (1971). *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97(SM9): 1249-1273.

- Stark, T. D.; Olson, S. M. (1995). Liquefaction resistance using CPT and field case histories. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118, GT11, pp. 1727-1747.
- Suzuki, Y.; Tokimatsu, K.; Koyamada, K.; Taya, Y.; Kubota, Y. (1995). Field correlation of soil liquefaction based on CPT data. Proc. International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Vol. 2, pp. 583-588.
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2002). Bender-elements como técnicas laboratoriais excelentes para avaliação de parâmetros geotécnicos referenciais. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Lisboa, Vol. I, pp. 353-365.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.D., Marcuson W.F., III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B.; Stokoe, K.H., II. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary of report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 10, pp. 817-833.

O EMPREGO DA ANÁLISE DE IMAGENS NA DETERMINAÇÃO DA FORMA DE AREIAS

The use of image analysis to determine particle shape of sands

Georgia S. Araujo* Kátia V. Bicalho** Fernando A. Tristão***

RESUMO – É reconhecida a importância das características morfológicas dos solos arenosos nas áreas de geologia aplicada e engenharia geotécnica. A forma dos grãos tem um importante papel na avaliação da distribuição granulométrica das partículas. Entretanto, a maioria das técnicas de peneiramento, assume que os grãos são esféricos e descritos por um único parâmetro, o diâmetro. Esse artigo trata da aplicação da técnica de análise de imagens para medir os parâmetros texturais de duas areias quartzosas com diferentes origens que, em princípio, influenciam na forma dos seus grãos. Os resultados dos parâmetros de forma das amostras são mostrados e os resultados são discutidos. O consenso no campo da Engenharia Civil, de que a areia de rio, em função dos agentes de transporte e dos ambientes de sedimentação, teria um grau de arredondamento maior do que a areia de cordão litorâneo, não foi observado nos resultados obtidos através da técnica de processamento de imagens.

SYNOPSIS – The importance of morphological characteristics of sandy soil has been acknowledged for a long time both in applied geology and geotechnical engineering. The shape of the particles plays an important role in the assessment of particle size distribution. Most sizing techniques, however, assume that the sample being measured is spherical, as a sphere is the only shape that can be described by a single number. This paper deals with an image processing technique as a method of particle shape measurement of two sands of two different formations that, in principle, would influence its particle shape. The results from particle shape measurements of the two different sand samples are reported and discussed. The affirmation, widely considered in Civil Engineering, that river sands, in function of the sediment transportation, would have a higher degree of rounding that sea sands, was not proven by the results obtained from the image processing technique.

PALAVRAS CHAVE - Solos arenosos, forma dos grãos, análise de imagens.

1 – INTRODUÇÃO

É reconhecida a influência da forma dos grãos no comportamento mecânico dos solos granulares. Na geotecnia o procedimento mais utilizado para avaliação da morfologia dos grãos dos solos granulares é feita por comparação visual com uma carta padrão no qual se verifica o grau de ar-

^{*} Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. Professor do Ensino Básico, Técnico e Tecnológico, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia do Espírito Santo. E-mail: georgia@ifes.edu.br

^{**} Professora Associada II, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. E-mail: kvbicalho@gmail.com

^{***} Professor Adjunto III, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. E-mail: fernandoavancini@ct.ufes.br

redondamento e textura superficial grão a grão (Lambe e Whitman, 1979; e McLane, 1995). Entretanto, além de demoradas, estas técnicas de ensaio acabam por serem subjetivas e muito dependentes da experiência do operador.

A análise de imagens é uma técnica de medição que reduz os prazos de execução e permite uma maior precisão das medidas de interesse (Martinez e Rubiera, 1995; Werner e Lange, 1999; Brzezicki e Kasperkiewicz, 1999; Lundqvist e Akersson, 2001). As diferentes etapas dessa técnica, captura, manipulação e armazenagem de imagens, estão cada vez mais facilitadas pelo crescente avanço tecnológico da informática e da eletrônica.

Este artigo apresenta um estudo para avaliar a forma dos grãos de dois solos arenosos do estado do Espírito Santo, uma areia de rio (AR) e outra procedente de uma jazida próxima à praia (AJ) e que, supostamente, possuem formas distintas em função dos diferentes agentes transportadores e ambientes de sedimentação, utilizando a análise de imagens bidimensionais como ferramenta de medição.

2 – ESTUDOS ANTERIORES

As características morfológicas dos solos arenosos são parâmetros que afetam diretamente o comportamento das obras de terra e é um tema de relevância nas áreas de geologia e geotecnia. Nessa linha, a análise da influência dos aspectos geométricos dos grãos de solo normalmente se restringe à composição granulométrica avaliada pelo ensaio de peneiramento. Entretanto, o referido ensaio não permite obter parâmetros texturais como a forma, por exemplo. Na Geologia o procedimento para avaliação da morfologia dos grãos é feita por comparação visual com uma carta padrão (Figura 1) no qual se verifica o grau de arredondamento e textura superficial grão a grão (McLane, 1995). Metodologia similar é apresentada por Pettijohn *apud* Lambe e Whitman (1979), cuja carta padrão é mostrada na Figura 2. Entretanto, além de demoradas, estas técnicas de ensaio acabam por serem subjetivas e muito dependentes da experiência do operador.



Fig. 1 – Padrão de imagens de arredondamento (McLane, 1995).

As exigências de prazos reduzidos e maior precisão nas medidas estimulam o uso de técnicas de medições alternativas como, por exemplo, a análise de imagens (Martinez e Rubiera, 1995; Werner e Lange, 1999; Brzezicki e Kasperkiewicz, 1999; Lundqvist e Akersson, 2001). Esta técnica vem sendo especialmente impulsionada pelos avanços tecnológicos nos campos da informática, da eletrônica e no desenvolvimento de computadores pessoais cada vez mais potentes e acessíveis. A junção de todos esses fatores permite capturar, manipular e armazenar imagens com resoluções cada vez maiores e, inclusive análises tridimensionais (Fernlund, 2005).



Fig. 2 – Grau de arredondamento das partículas (Pettijohn apud Lambe e Whitman, 1979).

2.1 - Grau de esfericidade

Algumas das principais propriedades índices dos sedimentos consideradas na Geotecnia são: tamanho (distribuição granulométrica), forma (arredondamento e esfericidade), aspecto ótico (textura superficial ou rugosidade) e composição mineralógica. Um dos principais fatores que influi nas características físicas dos grãos é o agente transportador a que são submetidos, uma vez que a distribuição granulométrica dos grãos depende da velocidade e do meio de transporte. Tanto a forma como a textura superficial estão relacionadas, em grande parte, com o meio de transporte, sendo que a forma dos grãos também depende da distância percorrida (Suguio, 1973).

Devido à facilidade de execução e ao fato de não necessitar equipamentos sofisticados para sua execução, a determinação da composição granulométrica pelo ensaio de peneiramento tem sido a técnica de caracterização física mais empregada para as areias. Se todos os grãos fossem constituídos de partículas cujas formas fossem esferas perfeitas, a classificação por meio de peneiramento seria simples, pois as aberturas de malha das peneiras corresponderiam ao diâmetro mínimo dos grãos retidos e os diâmetros máximos dos grãos que passam por ela. Mas, de fato, as partículas possuem formas irregulares e raramente sua superfície é lisa. Portanto, as informações obtidas mediante esse ensaio não são suficientes para avaliar os aspectos texturais como a forma e a textura superficial.

Por outro lado, Kwan *et al.* (1999) alertam que, na interpretação dos resultados de granulometria obtidos mediante o peneiramento, é preciso considerar que partículas que passam pela peneira de malha quadrada podem ter dimensões maiores do que a abertura de malha. Na Figura 3a) é possível observar uma partícula alongada com comprimento maior que a abertura da peneira e que pode passar através dela sem dificuldade. Nesse caso, a abertura da peneira é uma medida da dimensão lateral da partícula. Já as partículas lamelares podem passar através da peneira de malha quadrada, lateralmente (Figura 3b)). Nesse caso, a largura da partícula pode ser maior que a abertura, entretanto tem que ser menor que a diagonal da abertura da malha, tal como pode ser observado na Figura 4 (Maerz, 2004).

Como alternativa para minimizar estas deficiências observadas no ensaio de peneiramento, no que se refere à forma dos grãos, utilizou-se o grau de esfericidade que é o índice de forma mais comum e que dá a idéia de quão próximo o grão está de uma esfera.



Fig. 3 – Partículas com comprimento (a) e largura (b) maiores que a abertura de malha da peneira (Kwan *et al.*, 1999).



Fig. 4 – Exemplo de um grão lamelar passando pela peneira (Maerz, 2004).

A esfericidade possui diversas definições. Segundo McLane (1995), originalmente a esfericidade foi definida por Wadel como sendo a razão entre o diâmetro de uma esfera de mesmo volume que a partícula e o diâmetro da menor esfera circunscrita. Entretanto, o autor coloca que, de um ponto de vista prático, esse método não é muito usado. Além disso, Scarlett (1996) afirma que duas partículas que possuem forma semelhante, mas com tamanhos diferentes, podem ter a mesma esfericidade descrita por Wadel, não sendo esse parâmetro isolado um bom fator para representar a forma da partícula.

Mendes (1972) define a esfericidade como a relação entre a área superficial da partícula e o seu volume, sendo que, numericamente, essa medida indica o quão próximo o grão está de uma esfera na qual os valores de x, y e z nos eixos ortogonais são iguais.

Outra definição é apresentada por Mora e Kwan (2000). De acordo com os autores, a esfericidade é a razão da área superficial de uma esfera de mesmo volume da partícula e a sua área real. Como a área superficial tem que ser avaliada tridimensionalmente, a análise de imagens 2-D não pode ser diretamente empregada. Leeder (1995) afirma que a melhor forma de calcular a esfericidade foi apresentada por Sneed e Folk, e é feita pela Equação 1:

$$\psi = (s^2/li)^{1/3}$$
(1)

McLane (1995) apresenta, além do método citado acima, um outro, onde o cálculo da esfericidade é feito através da Equação 2:

$$\psi = (is/l^2)^{1/3}$$
(2)

onde: ψ = a máxima projeção de esfericidade; l, i e s = maior, intermediária e menor dimensões do grão, respectivamente.

Já Ritenhouse *apud* Carr *et al.* (1990), define esfericidade como a relação entre o diâmetro do círculo com uma área igual à projeção da partícula e o diâmetro do menor círculo circunscrito à partícula, podendo variar de 0 a 1, sendo que na prática esses valores vão de 0,45 (alongada) a 0,97 (muito esférica). Dado que os diâmetros, que são os parâmetros requeridos para obter a esfericidade buscada, podem ser obtidos diretamente de uma análise bidimensional optou-se por usar a técnica de análise de imagens em 2-D no presente trabalho.

2.2 – Análise de imagens

O termo análise de imagens refere-se à análise computacional de imagens digitalizadas e que permite fazer medições nestas imagens. Atualmente, a análise de imagens inclui muitas classes de ferramentas, tais como tratamento de sinais, reconhecimento de amostras, inteligência artificial e este-reologia. Esta última pode ser definida como o campo da matemática que relaciona parâmetros tridimensionais através de medidas bidimensionais obtidas de seções da estrutura (Chermant, 2001). Portanto, o desenvolvimento tecnológico tem propiciado aos pesquisadores empregar programas computacionais cada vez mais avançados de maneira que já é possível avaliar a forma de grãos mediante análise de imagens em duas dimensões (Mertens e Elsen, 2006) e, inclusive, em 3-D (Fernlund, 2005).

Chermant (2001) apresenta as aplicações da técnica nos diversos campos da engenharia civil, a saber: investigação da morfologia do cimento, do concreto e das argamassas. Segundo Lundqvist e Akersson (2001), a técnica de análise de imagens tem um campo bastante amplo com potencial para ser empregado nas ciências geológicas, sendo especialmente aplicado no ramo da engenharia. Para Maerz (2004) ensaios usando imagens podem substituir os ensaios físicos para obtenção da forma de grãos com vantagens que vão desde custos mais baixos, menos subjetividade, resultados mais rápidos e a possibilidade de se ter um número de medidas que permitam uma análise estatística consistente.

O processo de análise de imagens é constituído de diversas etapas que, neste trabalho, serão tratadas separadamente, em ordem mais ou menos seqüencial (Figura 5), conforme descrito por Gabas (1999).

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para avaliar a forma dos grãos, foram selecionadas uma amostra de areia de rio (AR) e outra procedente de jazida próxima à praia (AJ) e que, supostamente, possuem formas distintas em função dos diferentes agentes transportadores e ambientes de sedimentação.

3.1 – Preparação das amostras

As areias quartzosas ensaiadas foram separadas, através de peneiramento, em seis frações conforme recomendação da NBR NM 248 (ABNT, 2003), a saber: 4,76-2,36; 2,36-1,18; 1,18-0,600; 0,600-0,300; 0,300-0,150 e 0,150-0,075 mm.



Fig. 5 – Etapas de análise de imagens (Gabas, 1999).

Para cada fração das duas areias, foi preparada uma amostra com uma determinada quantidade de grãos que fosse estatisticamente representativa. Com o objetivo de garantir a aleatoriedade na obtenção da imagem dos grãos, os mesmos foram lançados em uma base adesiva fixada em uma superfície plana através de um funil. As amostras das frações mais grossas e mais finas são mostradas nas Figuras 6a) e 6b), respectivamente.



Fig. 6 – Amostras das frações mais grossas (a) e mais finas (b), preparadas para aquisição das imagens.

3.2 - Obtenção das medidas de interesse

A obtenção dos parâmetros requeridos para verificação da forma dos grãos seguiu as etapas da Figura 5 e é resumidamente descrita a seguir:

- a aquisição das imagens foi feita de duas maneiras distintas: as três maiores frações foram fotografadas em estúdio com uma câmara fotográfica e as imagens das frações menores foram obtidas com uma câmara digital acoplada a uma lupa (Figura 7),



Fig. 7 – Lupa para aquisição das imagens das frações mais finas.

- uma régua foi fotografada junto com os grãos para obter a escala das fotos (Figura 8),





- para cada fração foram analisados, aproximadamente, 400 grãos, baseado nos estudos de Persson (1998), que observou que amostras com menos grãos não permitiam uma análise estatística consistente,
- as imagens foram tratadas ajustando brilho e contraste para facilitar o reconhecimento das bordas dos grãos,
- as feições de interesse, no caso a borda dos grãos, foram detectadas e, ao final dessa operação, obteve-se uma imagem binária, que permite separar os contornos dos grãos do fundo,

 finalmente foram feitas as medições dos parâmetros requeridos para cálculo da esfericidade (áreas, perímetros e diâmetros equivalentes de uma circunferência), o tratamento estatístico e a análise.

4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Para verificar a distribuição granulométrica das amostras, foram feitos os ensaios de peneiramento segundo a NBR NM 248 (ABNT, 2003) e cujas curvas são apresentadas na Figura 9.



Fig. 9 - Curvas granulométricas das areias ensaiadas segundo NBR NM 248 (ABNT, 2003).

Também se procedeu a uma análise morfoscópica do grau de esfericidade dos grãos, utilizando o padrão de imagem de arredondamento apresentado na Figura 1. Nas Figuras 10a) e 10b) estão representados graficamente os resultados obtidos para as areias AJ e AR, respectivamente. Os resultados indicam que a areia de cordão litorâneo (AJ) apresentam uma maior concentração de grãos com alta esfericidade do que a areia de rio (AR).



Fig. 10 – Gráfico de relação entre graus de esfericidade dos grãos das areias AJ (a) e AR (b) em função da distribuição granulométrica, através da análise morfoscópica.

A partir da definição de esfericidade descrita anteriormente e com os valores dos diâmetros da menor circunferência circunscrita (Quadro 1) e dos diâmetros equivalentes à área (Quadro 2) das projeções das partículas obtidos na análise de imagens, calculou-se a esfericidade média de cada fração das duas areias (Quadro 3), e que estão representadas graficamente na Figura 11.

Fração (mm)	AJ	AR
4,75 - 2,36	4,56	4,93
2,36 - 1,18	2,91	3,00
1,18 - 0,600	1,78	1,47
0,600 - 0,300	0,69	0,79
0,300 - 0,150	0,37	0,44
0,150 - 0,075	0,20	0,21

Quadro 1 – Valores médios dos diâmetros da menor circunferência circunscrita às projeções das partículas nas respectivas frações, em mm.

Quadro 2 – Valores médios dos diâmetros equivalentes de área das projeções das partículas nas respectivas frações, em mm.

Fração (mm)	AJ	AR
4,75 - 2,36	3,696	3,869
2,36 - 1,18	2,349	2,388
1,18 - 0,600	1,381	1,162
0,600 - 0,300	0,532	0,610
0,300 - 0,150	0,295	0,343
0,150 - 0,075	0,155	0,162

Quadro 3 – Médias da variável esfericidade.

Fração (mm)	AJ	AR
4,75 - 2,36	0,816	0,791
2,36 - 1,18	0,814	0,786
1,18 - 0,600	0,781	0,797
0,600 - 0,300	0,781	0,785
0,300 - 0,150	0,796	0,795
0,150 - 0,075	0,802	0,785

É possível observar na Figura 11 que a areia AR mostra uma pequena variação na esfericidade, com tendência a apresentar um valor próximo a 0,79 nas diversas frações estudadas. Já na areia AJ verificam-se três grupos de esfericidade bem distintos. As duas maiores frações (4,75-2,36 e 2,36-1,18 mm) possuem grãos com a maior esfericidade, em torno de 0,815. Nas duas frações seguintes (1,18-0,600 e 0,600-0,300 mm) os valores decrescem subitamente para 0,782 e novamente aumentam para um valor próximo de 0,80 nas duas frações mais finas (0,300-0,150 e 0,150-0,075 mm).



Fig. 11 – Gráfico de valores médios dos graus de esfericidade das frações das areias AJ e AR, obtidos pela análise de imagens, segundo definição de Ritenhouse *apud* Carr *et al.* (1990).

Se na prática a esfericidade definida por Ritenhouse *apud* Carr *et al.* (1990), varia de 0,45 (alongada) a 0,97 (muito esférica), é correto afirmar que as duas areias analisadas podem ser classificadas como esféricas.

Ao se calcular a esfericidade média das areias ensaiadas, aplicando-se as esfericidades médias das frações às porcentagens da material retido em cada peneira, obteve-se que a areia de cordão litorâneo (AJ) apresentou um valor de 0,792 e a areia de rio (AR) 0,786.

No que se refere a forma de agregados miúdos, no meio acadêmico, é comum considerar as areias de rio como possuindo grãos esféricos, em função do agente transportador. Os resultados de esfericidade apresentados nos ensaios de análise de imagens confirmam os resultados de morfoscopia apresentados por Araújo e Tristão (2001) e mostram uma forte tendência a contrariar esta afirmativa.

Os valores obtidos no ensaio foram analisados estatisticamente. As médias e os desvios padrões das areias AR e AJ segundo os fatores procedência e fração são representados graficamente na Figura 12. Novamente confirmou-se que a areia AJ possui grau de esfericidade ligeiramente superior à areia AR.



Fig. 12 – Representação gráfica das médias dos desvios padrões da variável esfericidade segundo os fatores fração e procedência.

Na Figura 13 (Gráfico Box-Plot) apresentam-se os valores do primeiro e terceiro quartil, mediana e os pontos discrepantes (círculo) segundo os fatores fração e procedência. Também é possível verificar a relativa simetria dos dados e a ocorrência de poucos pontos discrepantes e nenhum altamente discrepante, que seria representado por asteriscos.



Fig. 13 – Valores do primeiro e do terceiro quartil, mediana e pontos discrepantes da variável esfericidade segundo os fatores fração e procedência (Gráfico Box-Plot).

Para verificar as diferenças entre as médias da variável esfericidade, foi realizada a análise de variância (Quadro 4). Os resultados encontrados indicam a existência de diferenças estatisticamente significantes entre todas as médias consideradas, confirmando então que as esfericidades são diferentes segundo fatores: fração, procedência e a interação entre eles. Esta confirmação vem fortalecer a afirmação de Suguio *apud* Albino (1992), que relata que a esfericidade depende da rocha matriz e não somente do agente transportador.

Variável dependente: dimensão média (mm)					
Fonte de Variação	F	Р			
Modelo	11,480	0,000			
Constante	650060,914	0,000			
FRAÇÃO	8,954	0,000			
PROCEDÊNCIA	17,878	0,000			
FRAÇÃO x PROCEDÊNCIA	12,742	0,000			

Quadro 4 - Análise de variância (ANOVA) das médias da variável esfericidade.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise granulométrica por peneiramento, apesar de largamente empregado para caracterizar os solos arenosos, mostrou-se ineficiente ao analisar a forma das areias estudadas neste trabalho (uma amostra de areia de rio, AR, e outra procedente de jazida próxima à praia, AJ). Já a análise de imagens apresentou-se como uma alternativa viável para obtenção dos parâmetros de forma requeridos para o comportamento dos solos arenosos ensaiados. Na engenharia civil é consenso considerar a areia de rio, em função do retrabalho sofrido, como areia esférica. Entretanto, neste trabalho, esta afirmativa é contestada, uma vez que a areia proveniente de litoral (AJ), supostamente mais alongada, apresentou o maior grau de esfericidade. Os resultados de grau de esfericidade através da análise de imagens confirmam os valores obtidos pela análise morfoscópica anteriormente aplicadas a essas mesmas amostras. Os valores obtidos no ensaio foram analisados estatisticamente e novamente confirmou-se que, nas amostras analisadas, a areia AJ possui grau de esfericidade ligeiramente superior à areia AR.

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albino, J. (1992). Morfodinâmica e processos de sedimentação das praias da Barra e São José do Barreto, Macaé - RJ. Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.
- Araújo, S. A.; Tristão, F. A. (2001). Métodos de determinação de forma e área específica das areias para agregados de revestimento. In: Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, 4, Brasília.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). *Agregados: determinação da composição granulométrica*. NBR NM 248. Rio de Janeiro.
- Brzezicki, J. M.; Kasperkiewicz, J. (1999). *Automatic image analysis in evaluation of aggregate shape*. Journal of Computing in Civil Engineering. ASCE, v. 13, n. 2, pp. 123-128.
- Carr, J. R.; Norris, G. M.; Newcomb, D. E. (1990). Characterization of aggregate shape using fractal dimension. Transportation Research Record - National Academy Press, Washington, n. 1278, pp. 43-50.
- Chermant, J. (2001). *Why automatic image analysis? An introduction to this issue.* Cement and Concrete Composites, Elsevier Science Ltd., v. 23, pp. 127-131.
- Fernlund, J. M. R. (2005). *Image analysis method for determining 3-D shape of coarse aggregate*. Cement and Concrete Research, Elsevier Science Ltd, v. 35, pp. 1629–1637.
- Gabas, S. G. (1999). Análise de imagens aplicada à caracterização de minérios análise modal e liberação. São Paulo. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EPUSP.
- Kwan, A. K. H.; Mora, C. F.; Chan, H. C. (1999). Particle shape analysis of coarse aggregate using digital image processing. Cement and Concrete Research, Elsevier Science Ltd., v. 29, pp. 1403-1410.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979). Soil Mechanics, New York: John Wiley & Sons.
- Leeder, M. R. (1995). Sedimentology process and product. London: Chapman e Hall. pp. 35-43.
- Lundqvist, J. E.; Akersson, U., (2001). *Image analysis applied to engineering geology, a literature review*, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 60, pp. 117–122. http://www.springerlink.com/content/c8vqrvaf1nlw4rt4/fulltext.pdf
- Maerz, N. H. (2004). Technical and Computational Aspects of the Measurement of Aggregate Shape by Digital Image Analysis, Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE, v. 18, pp. 10 - 18.
- Martínez, C. A.; Rubiera, N. P. (1995). Análisis microestrutural de granitos, por técnicas de processo digital de imágenes, para su utilización como áridos en hormigones. In: Revista Ingeniería Civil, n. 99, Madrid.

McLane, M. (1995). Sedimentology. New York: Oxford University Press.

- Mendes, J. C. (1972). *Estratigrafia e sedimentologia: geologia estrutural e aerofotogeologia.* Brasília: Instituto Nacional do Livro.
- Mertens, G.; Elsen, J. (2006). Use of computer assisted image analysis for the determination of the grain-size distribution of sands used in mortars. Cement and Concrete Research, Elsevier Science Ltd, v. 36, pp. 1453–1459.
- Mora, C. F.; Kwan, A. K. H. (2000). Sphericity, shape factor and convexity measurement of coarse aggregate for concrete using digital image processing. Cement and Concrete Research, Elsevier Science Inc., v. 30, pp. 351-358.
- Persson. A. L. (1998). *Image analysis of shape and size of fine aggregates*. Engineering Geology, Elsevier Science Ltd, v. 50, pp. 177-186.
- Scarlett, B. (1996). *Materials science and technology: a comprehensive treatment*. New York: Editora Weinhein.
- Suguio, K. (1973). Introdução a Sedimentologia. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda.
- Werner, A. M.; Lange, D. A. (1999). Quantitative image analysis of masonry mortar microstructure. Journal of Computing in Civil Engineering. ASCE, v. 13, n. 2, pp. 110-115.

VARIANTE A SANTARÉM – TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO DO NOVO ATERRO FERROVIÁRIO SOBRE AS ALUVIÕES DO TEJO

New Railway at Santarém – Foundation treatment of the new railway embankment on the alluvial deposits of the River Tagus

Pedro Guedes de Melo* Emanuela Mira** Marie Rebouço*** Tiago Midões****

RESUMO – É apresentada, neste trabalho, a caracterização geotécnica dos depósitos aluvionares do Tejo ocorrentes na fundação do aterro do novo troço de via férrea inserido no Projecto da Variante a Santarém da Linha do Norte e a definição duma solução para a melhoria e reforço dessa fundação. A solução de Projecto, concebida com base nos resultados da caracterização geotécnica efectuada, consistiu na aceleração do processo de consolidação dos materiais aluvionares da fundação através da instalação duma rede de geodrenos verticais, associada a um aterro de pré-carga, e no reforço da base dos aterros com a colocação de geotêxteis tecidos de elevada resistência.

SYNOPSIS – This paper presents the geotechnical characterization of the alluvial deposits of the River Tagus that take place in the foundation of the new railway embankment at Santarém and the definition of a solution for the improvement and reinforcement of that foundation. The solution defined, based on the results of the geotechnical characterization, consisted on the acceleration of the consolidation process of the alluvial deposits in the foundation, by means of a network of prefabricated vertical drains, associated with preloading, and the reinforcement of the base of the railway embankment with high resistance geotextiles.

PALAVRAS CHAVE – Características geológicas, características geotécnicas, aluvião, melhoria e reforço da fundação, aterro ferroviário.

1 – INTRODUÇÃO

Na zona de Santarém está previsto construir um novo troço de via férrea, variante à actual Linha do Norte, com cerca de 16 km de extensão.

O traçado projectado para a Variante de Santarém irá permitir cumprir os objectivos estratégicos definidos para a modernização da Linha do Norte, nomeadamente no que respeita à velocidade de circulação. Esta variante irá também procurar eliminar problemas crónicos como o risco de instabilização na passagem das encostas das Portas do Sol e a circulação no limite da planície de inundação do Rio Tejo.

^{*} Engenheiro Civil, CONSULGEO, Consultores de Geotecnia Lda. E-mail: consulgeo@mail.telepac.pt

^{**} Engenheira Civil, FERBRITAS. E-mail: emira@ferbritas.pt

^{***} Geóloga de Engenharia, FERBRITAS. E-mail: mrebouco@ferbritas.pt

^{****} Geólogo de Engenharia, FERBRITAS. E-mail: tmidoes@ferbritas.pt

O troço de via férrea situado entre o km 0+800 e o km 1+700 irá ser implantado sobre a baixa aluvionar do Rio Tejo e, em face das fracas características mecânicas dos materiais ocorrentes, foi projectada uma solução para a melhoria e reforço da fundação dos aterros a construir.

Neste trabalho, começa-se por apresentar a caracterização geotécnica dos depósitos aluvionares ocorrentes nessa zona. Essa caracterização é feita de forma bastante completa, recorrendo a um vasto conjunto de resultados de diferentes tipos de ensaios *"in situ"* e de laboratório, o que permitiu identificar os valores para um leque significativo de parâmetros geotécnicos associados ao comportamento desses materiais aluvionares. Em seguida é apresentada a solução de projecto concebida para permitir a realização dos aterros sobre esses materiais aluvionares, bem como a pormenorização das principais etapas do processo construtivo.

Considera-se fora do âmbito do trabalho os aspectos mais directamente associados aos cálculos do Projecto, bem como as necessárias verificações de segurança de âmbito geotécnico. Dado que, à data em que é apresentado este trabalho, as obras de construção do aterro não tiveram ainda início, não é possível apresentar, nesta fase, resultados da observação, referindo-se, contudo, qual o plano de instrumentação projectado para a obra.

2 – CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

Da interpretação dos resultados de duas campanhas de prospecção realizadas na zona, foram identificados quatro complexos distintos em termos de comportamento mecânico (Fig. 1):

- Complexo At depósitos e terra vegetal; trata-se de materiais heterogéneos, arenosos, siltosos e argilosos, com algum seixo, por vezes com conchas e matéria orgânica; a espessura com que foram identificados varia entre cerca de 1,5m e 5m;
- Complexo A material aluvionar predominantemente lodoso; trata-se de materiais predominantemente lodosos, siltosos e argilosos, muito moles a moles, com lentículas de areia fina, mais ou menos siltosa, atingindo espessuras máximas da ordem de 25m;
- Complexo P material predominantemente areno-siltoso; trata-se de materiais arenosos (de granulometria variável) e siltosos, medianamente compactos a compactos, por vezes margosos, com passagens greso-carbonatadas, com espessura máxima da ordem de 11m;



Fig. 1 – Perfil geológico-geotécnico longitudinal esquemático.

 Complexo M – substrato miocénico; trata-se de materiais siltosos e arenosos rijos, na maioria dos casos com valores de "nega" no ensaio SPT (valores superiores a 60 golpes).

No trabalho que aqui se apresenta será unicamente abordada a caracterização geotécnica dos materiais lodosos da formação aluvionar, por serem estes os que mais decisivamente contribuem para o comportamento do aterro que se pretende construir.

Relativamente à posição do nível freático, nas sondagens duma das campanhas de prospecção ele foi detectado cerca da cota 2m, enquanto que nas da outra foi cerca da cota -5m a -7m.

Tendo em conta a proximidade do rio e a sua cota, estas últimas cotas parecem ser demasiado baixas, admitindo-se que os valores possam corresponder a níveis de água não estabilizados no furo da sondagem. Dos resultados da evolução das pressões intersticiais dos ensaios CPTU verifica-se que o nível freático se deverá situar entre as cotas 0m e -2,5m. Da ponderação de todos os dados, esse nível freático foi localizado à cota -1m.

3 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

3.1 – Modelo Numérico

O modelo numérico considerado para reproduzir o comportamento dos materiais aluvionares foi o "Hardening Soil Model", modelo já implementado no programa PLAXIS (PLAXIS, 2008). Trata-se dum modelo avançado de comportamento do tipo elástico não linear, perfeitamente plástico, baseado numa relação hiperbólica entre a deformação vertical e a tensão deviatórica, a qual deriva, não da consideração explícita duma lei hiperbólica tradicional, mas sim da adopção duma lei de endurecimento plástico que reproduz a referida relação. De entre as principais características, são ainda de destacar o facto da rigidez do solo ser dependente do estado de tensão e da trajectória de tensão, o facto de ter em consideração a dilatância do solo e de adoptar o critério de rotura de Mohr-Coulomb. As principais razões para a sua escolha estão associadas ao facto de:

- os principais parâmetros que condicionam o seu comportamento incluirem aqueles que tradicionalmente são utilizados na prática de Mecânica dos Solos: ângulo de resistência ao corte efectivo, coesão efectiva, módulo de deformabilidade (embora variável com o estado de tensão), etc.;
- permitir ter em conta o comportamento não linear do material;
- permitir a utilização de módulos de carga e descarga/recarga com valores distintos;
- sendo definido em tensões efectivas, permitir a realização de análises drenadas e não drenadas.

No "Hardening Soil Model" são considerados, de forma distinta, o endurecimento por corte e o endurecimento em compressão: o primeiro é considerado na definição das deformações associadas a tensões deviatóricas e o segundo é considerado na definição das deformações associadas a tensões de compressão em carregamento isotrópico e em condições edométricas. Deste modo, são considerados dois tipos distintos de rigidezes, ambos traduzidos por módulos de deformabilidade dependentes do estado de tensão: o módulo de deformabilidade E_{50} , associado a carregamento em ensaio triaxial drenado e correspondente a um incremento de tensão de 50% da tensão deviatórica na rotura, definido por (PLAXIS, 2008):

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cot g \phi' - \sigma_3'}{c' \cot g \phi' + p^{\text{ref}}} \right)^m$$
(1)

33

e o módulo de deformabilidade edométrico, E_{oed}, definido por (PLAXIS, 2008):

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cot g \phi' \cdot \sigma_3}{c' \cot g \phi' \cdot p^{ref}} \right)^{m}$$
(2)

onde E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} são, respectivamente, os valores de E_{50} e E_{oed} associados a uma pressão de referência p^{ref}, c' é a coesão efectiva do solo, ϕ ' o ângulo de resistência ao corte efectivo e m o expoente da relação hiperbólica.

Para as situações de descarga e recarga o modelo considera um outro módulo de deformabilidade, também dependente do nível de tensão, definido, de forma análoga aos anteriores, ou seja (PLAXIS, 2008):

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cot g \phi' - \sigma_3}{c' \cot g \phi' + p^{ref}} \right)^m$$
(3)

Os parâmetros considerados na definição completa do modelo de comportamento são apresentados no Quadro 1. Nesse quadro apresentam-se, ainda, os valores definidos para cada um desses parâmetros para os materiais lodosos da formação aluvionar estudada, sendo a sua fundamentação apresentada de seguida.

Parâmetros		Valor
Peso volúmico	γ (kN/m ³)	16
Módulo deformabilidade secante - ensaio triaxial drenado	E ₅₀ ^{ref} (MPa)	1,1
Módulo deformabilidade tangente - ensaio edométrico	E _{oed} ^{ref} (MPa)	0,89
Módulo deformabilidade em descarga/recarga	E _{ur} ^{ref} (MPa)	6
Expoente da dependência dos mód. deformabilidade da tensão	m	1,0
Índice de compressibilidade	C _c	0,750
Índice de recompressibilidade	Cr	0,100
Índice de vazio inicial	e ₀ (σ'=1kPa)	3,400
Coeficiente de consolidação	$c_v (x10^{-8} m^2/s)$	8 - 10
Coeficiente de permeabilidade	k _v (x10 ⁻¹⁰ m/s)	3 - 8
Coeficiente de Poisson em descarga/recarga	V _{ur}	0,2
Resistência não drenada	c _u (kPa)	0,25p' ₀
Ângulo de resistência ao corte efectivo	¢' (°)	20
Coesão efectiva	c' (kPa)	0
Ângulo de dilatância	ψ (°)	0
Pressão de referência	p ^{ref} (kPa)	100
Coeficiente de impulso em repouso (NC)	K _{0,NC}	0,66
Coeficiente de impulso em repouso	K ₀	0,66
Coeficiente de rotura	R _f	0,95
Tipo de comportamento	Não d	renado
Nota: p' ₀ é a tensão vertical efectiva, em kPa		

Quadro 1 - Parâmetros do "Hardening Soil Model" e valores de cálculo para os materiais lodosos.
3.2 - Metodologia para definição dos parâmetros de cálculo

Para a definição dos valores característicos dos parâmetros do modelo numérico, foram analisadas, pormenorizadamente, todas as determinações experimentais realizadas *"in situ"* e em laboratório. Esta análise procurou a definição dum único conjunto de valores que fosse coerente com todas as determinações experimentais associadas ao material do Complexo A, e que, no caso de existir uma significativa heterogeneidade, revelasse as características da fracção condicionante do seu comportamento mecânico.

Para aumentar a confiança em cada valor definido, procurou-se que ele fosse obtido por mais do que uma metodologia de análise ou por mais do que um tipo de ensaio. Adoptaram-se, como tal, as três metodologias seguintes:

- definição dos valores directamente a partir das determinações experimentais realizadas (exemplo: resistência ao corte definida com base nos resultados dos ensaios de corte rotativo "in situ");
- definição dos valores a partir de correlações mais ou menos empíricas com as determinações experimentais (exemplo: resistência ao corte definida com base nos resultados dos ensaios SPT ou CPTU);
- definição dos valores a partir da modelação numérica de ensaios realizados (exemplo: resistência ao corte definida com base na modelação numérica do ensaio triaxial).

Importa referir que para a caracterização destes materiais se procurou sempre utilizar os resultados disponíveis de todos os ensaios, mesmo que alguns desses ensaios sejam reconhecidos como pouco adequados para a caracterização dum dado parâmetro (por exemplo, os valores do SPT não devem, em regra, ser utilizados para a caracterização da resistência não drenada dum material, sobretudo se estiverem disponíveis resultados de melhor qualidade, como os do CPTU). Deste modo, tendo disponível um invulgar conjunto de resultados associados a diferentes ensaios, procurou-se, para alguns dos parâmetros, ilustrar a qualidade relativa das correlações habitualmente aplicadas.

No que respeita à modelação numérica dos ensaios, ela foi utilizada não só para a determinação dos valores mais adequados para alguns dos parâmetros de cálculo (no caso da modelação do ensaio triaxial foram ajustados os valores para os parâmetros de resistência e deformabilidade, embora alguns deles sejam também obtidos directamente, isto é, sem recorrer à referida modelação), mas também para ilustrar a forma como o modelo numérico definido reproduz as curvas desse ensaio, permitindo avaliar do ajustamento desse modelo ao conjunto de curvas disponível.

Tendo em conta o tipo de material em causa (caracterizado por alguma heterogeneidade), privilegiaram-se as determinações feitas *"in situ"*. Estas garantem, à partida, menor perturbação dos materiais e, por serem em maior número, reflectem melhor essas eventuais heterogeneidades. Embora tal não apareça explicitamente no trabalho, para aumentar a confiança relativamente aos valores definidos para os vários parâmetros, esses foram comparados com aqueles definidos pelos autores para obras noutros locais próximos onde os mesmos complexos ocorrem. Analisam-se, em seguida, e para cada um dos ensaios realizados, os resultados obtidos.

3.3 - Ensaios de identificação

As curvas granulométricas obtidas para os materiais do Complexo A são apresentadas na Fig. 2. Nela é possível observar dois tipos distintos de materiais: os materiais lodosos e as intercalações arenosas. Cada um dos dois tipos parece ser bastante homogéneo, tendo em conta que as amostras ensaiadas cobrem, de forma significativa, a totalidade do complexo.

Para a avaliação das características granulométricas dos materiais, em particular no que respeita à sua diferenciação, foram determinantes os resultados dos ensaios CPTU. Para o efeito recorreu-se à representação gráfica devida a Robertson e Campanella (1983), na qual a resistência de ponta, q_e , é analisada em função da razão de atrito, R_f , definida como o quociente entre o atrito lateral medido no ensaio, f_s , e a referida resistência de ponta. Este diagrama é apresentado na Fig. 3.



Fig. 3 - Classificação do tipo de solo (adaptado de Robertson e Campanella, 1983).

Analisando as características de plasticidade dos materiais verifica-se que as amostras das intercalações arenosas foram identificadas como "não plásticas". Quanto às restantes, podem indicar-se como valores característicos destes materiais um limite de liquidez da ordem de 70% e índice de plasticidade da ordem de 35%. Tratam-se, pois, de materiais de elevada plasticidade.

Relativamente ao peso volúmico, dispõem-se dos resultados associados aos provetes dos ensaios edométricos e triaxiais, os quais conduziram a um valor médio representativo desse peso volúmico de 16kN/m³, típico de materiais aluvionares.

3.4 – Ensaios SPT

Na Fig. 4 apresentam-se os resultados dos ensaios SPT realizados neste complexo. Tendo em conta o tipo de materiais em causa (fundamentalmente lodosos), não se considera particularmente adequada a exploração destes resultados para a definição do seu comportamento mecânico. De qualquer modo, procurou-se avaliar a resistência não drenada a partir destes resultados, recorrendo-se às seguintes correlações (Japanese Road Association, 1980):

$$c_u [kPa] = 5 + 7.5 \times N_{SPT}$$
 para $N_{SPT} < 5$ (4)

ou (Stroud e Butler, 1975):

$$c_{u} [kPa] = 6 \times N_{SPT} \quad \text{para} \quad N_{SPT} > 5$$
(5)



Fig. 4 – Resultados dos ensaios SPT.

Os resultados assim obtidos são apresentados na Fig. 5, juntamente com a lei de evolução da resistência não drenada com a tensão vertical efectiva identificada, após análise global de todos os resultados disponíveis (dos vários tipos de ensaios), como mais adequada para os materiais em



Fig. 5 - Valores da resistência não drenada estimados a partir dos resultados dos ensaios SPT.

estudo ($c_u=0.25p'_0$, sendo p'_0 a tensão vertical efectiva). Como se pode observar, existe um enquadramento razoável dos valores obtidos.

3.5 - Ensaios CPTU

Com base nos resultados dos ensaios CPTU procurou-se também avaliar a resistência não drenada destes materiais aluvionares, considerando (Schnaid, 2000):

$$\mathbf{c}_{\mathrm{u}} = (\mathbf{q}_{\mathrm{t}} - \boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{v}}) / \mathbf{N}_{\mathrm{kt}} \tag{6}$$

onde $q_t = q_c + (1 - a)u_2$, a é um coeficiente determinado por calibração do equipamento (que para equipamentos standard varia entre 0,6 e 0,9, tendo-se aqui tomado um valor de 0,8), u_2 é a pressão intersticial medida na base da sonda, σ_v é a tensão vertical total à cota do ensaio e N_{kt} um factor de capacidade de carga (dependente do tipo de material e para o qual foi tomado um valor médio de 15). Os resultados assim obtidos são apresentados na Fig. 6, juntamente com a lei de evolução da resistência não drenada com a tensão vertical efectiva definida no modelo ($c_u = 0,25p'_0$). Da análise da figura verifica-se um bom ajuste dos resultados à lei de variação já definida. De referir que os valores mais elevados apresentados nessa figura deverão corresponder às intercalações arenosas já anteriormente referidas.



Fig. 6 - Resistência não drenada estimada a partir dos resultados dos ensaios CPTU.

Ainda tendo por base os resultados dos ensaios CPTU, procurou-se estimar os valores do módulo E_{oed} obtidos com base na seguinte correlação (Kulhawy e Mayne, 1990):

$$E_{oed} = 8,25 (q_t - \sigma_v) \tag{7}$$

Trata-se duma correlação que, segundo os autores, deve ser utilizada com bastantes reservas e apenas para efeito de pré-dimensionamento. A partir dos resultados assim definidos obtiveram-se os valores de E_{oed}^{ref} (recorrendo à definição deste parâmetro apresentada com a descrição do modelo) representados na Fig. 7. Como se pode observar, o valor de 0,89MPa definido no modelo é inferior à quase totalidade dos valores estimados pela metodologia anteriormente descrita.



Fig. 7 – Módulo E_{oed}^{ref} estimado a partir dos resultados dos ensaios CPTU.

3.6 - Ensaios de Corte Rotativo

Considera-se que este é o melhor ensaio para a caracterização da resistência não drenada dum material aluvionar. No local foram realizados vários destes ensaios, segundo duas verticais, abrangendo profundidades até cerca da cota –10m. Os resultados obtidos são apresentados na Fig. 8, já corrigidos do efeito da plasticidade segundo proposta de Bjerrum (1973). Para além destes resultados, nessa figura é ainda representada a lei de evolução da resistência não drenada com a tensão vertical efectiva definida no modelo ($c_u = 0.25p'_0$). Uma vez mais observa-se um bom ajuste entre resultados e modelo definido.



Fig. 8 - Resultados dos ensaios de corte rotativo ("vane").

3.7 – Ensaios de Compressão Triaxial

Na Fig. 9 apresentam-se os resultados, em termos de tensões totais e tensões efectivas, dos ensaios triaxiais do tipo consolidado não drenado (CU) realizados sobre 9 provetes deste complexo. Da análise da figura verifica-se que os materiais apresentam um comportamento não drenado, tendo em conta a diferença entre os valores em tensões totais e tensões efectivas. Nessa figura, a envolvente apresentada em termos de tensões totais é equivalente àquela apresentada para o caso dos ensaios SPT e CPTU para a evolução da resistência não drenada com a tensão vertical efectiva "in situ", já apresentada. Como se pode observar, existe um muito bom ajuste entre resultados de ensaio e modelo de comportamento definido. Quanto à interpretação dos resultados em termos de tensões efectivas, consideraram-se como representativos os seguintes valores de coesão e ângulo de resistência ao corte efectivos: c'=0 e ϕ '=20°. Embora a distribuição dos resultados possa conduzir à definição dum valor da coesão efectiva não nulo, o facto é que estes materiais deverão estar, globalmente, normalmente consolidados. Admite-se que algumas das amostras ensaiadas, por terem sido colhidas a reduzidas profundidades ou por estarem eventualmente contaminadas com materiais não lodosos (provenientes dos aterros superficiais ou das lentículas arenosas), possam apresentar uma resistência ao corte típica duma situação correspondente a uma eventual ligeira sobreconsolidação, a qual, contudo, não é característica da generalidade dos materiais deste complexo.

Os ensaios triaxiais realizados sobre amostras deste complexo foram conduzidos para tensões de consolidação de 100, 200 e 400kPa. Para cada uma destas tensões, o ensaio foi simulado numericamente, recorrendo ao programa PLAXIS, considerando o modelo de comportamento definido para estes materiais. O ensaio é modelado em axissimetria. Num primeiro passo de cálculo é ignorado o comportamento não drenado do solo e é aplicada a tensão de confinamento, simulando-se, deste modo, a consolidação do provete. No segundo passo de cálculo, já considerando o comportamento não drenado, é aplicada a tensão axial até levar o provete à rotura. Procurou-se, por esta via, validar o modelo através da comparação da curva de ensaio com a curva o modelo numérico. Para cada uma das tensões de consolidação anteriormente referidas, apresentam-se na Fig. 10 os resultados dessa comparação. Como se pode observar, o modelo definido ajusta-se bastante bem aos resultados obtidos para a tensão de 400kPa e tem um razoável ajuste as tensões de 200kPa, tanto em termos de resistência como de deformabilidade. Admite-se que os provetes utilizados para os ensaios para tensões de consolidação de 100kPa estivessem ligeiramente sobreconsolidados,



Fig. 9 - Resultados dos ensaios triaxiais tipo CU.

razão pela qual apresentam maior desfasamento entre curvas de ensaios e curva do modelo numérico. De referir que o modelo numérico adoptado não permite simular um comportamento do solo com tensão de pico, pelo que a reprodução desse comportamento estava fora do âmbito do estudo desenvolvido. Para além dos parâmetros já referidos, fica ainda validado o valor de E_{50}^{ref} igual a 1,1MPa.



Fig. 10 - Resultados da modelação numérica dos ensaios triaxiais tipo CU.

De referir ainda que, por se tratar de materiais predominantemente lodosos, o expoente m foi considerado igual a 1. Por outro lado, considerando os materiais normalmente consolidados, o coeficiente de impulso em repouso foi obtido de $K_0 = 1$ -sen ϕ ' (Jaky, 1948), o que conduz a um valor de 0,66.

3.8 – Ensaios Edométricos

Na Fig. 11 apresentam-se as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios edométricos realizados com amostras destes materiais, tendo-se obtido os seguintes valores:

$$c_c = 0.75$$
 ; $e_0 (\sigma' = 1 \text{kPa}) = 3.40$; $C_r = 0.10$

Tendo em conta que se trata da caracterização do comportamento dum solo mole, é possível, a partir dos valores destes parâmetros definir os valores dos principais parâmetros do "Hardening Soil Model" (eles são apresentados de forma automática no programa PLAXIS (PLAXIS, 2008):

$$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = \frac{2.3 \text{ x} (1 + e_{\text{ref}}) \text{ x } p^{\text{ref}}}{C_{\text{c}}}$$
(8)

$$E_{ur}^{ref} = \frac{2.3 \times (1 + e_{ref}) \times (1 + 2 \nu) \times p^{ref}}{(1 - \nu) \times C_r}$$
(9)

sendo considerado que

$$E_{50}^{\rm ref} = 1,25 \times E_{\rm oed}^{\rm ref}$$
 (10)

e

m = 1

Chega-se, assim, aos seguintes valores:

$$E_{50}^{ref} = 1,1MPa$$
 ; $E_{oed}^{ref} = 0,89MPa$; $E_{ur}^{ref} = 6MPa$

Foram fundamentalmente os resultados destes ensaios edométricos que condicionaram a definição dos valores destes módulos no modelo, razão pela qual eles correspondem exactamente aos valores adoptados. De notar que $E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref} \approx 5$ correspondendo, assim, ao limite superior expectável para essa relação, habitualmente situada entre 3 e 5 (PLAXIS, 2008).

Ainda relativamente aos ensaios edométricos, foram analisadas as curvas de consolidação obtidas para os patamares de carga de 100-200kPa e 200-400kPa, com vista à definição do valor do coeficiente de consolidação. Este coeficiente foi avaliado recorrendo ao método de Parkin (1978). Este autor mostrou que o diagrama de variação da velocidade de consolidação no tempo, quando representado em escala bilogarítmica, apresenta um declive de -0,5 para valores do grau de consolidação inferiores a 50% (isto é, para valores de T_v inferiores a 0,1967), aumentando em seguida sistematicamente. O ajuste da curva teórica aos valores experimentais permite identificar o ponto de alteração do declive (ao qual corresponderá o grau de consolidação de 50%) e estimar o valor de c_v a partir de:

$$c_v = 0.1967 d^2 / t_{50} \tag{11}$$

sendo d o comprimento inicial de drenagem e t_{50} o tempo correspondente a 50% de consolidação primária. A grande vantagem da aplicação deste método prende-se com o facto de não ser necessário estimar o início da consolidação primária, ao contrário do que acontece com os métodos mais frequentemente utilizados de Taylor e Casagrande. Os resultados obtidos nos vários ensaios para o primeiro patamar de carga (100kPa-200kPa) são apresentados na Fig. 12, num gráfico onde se mostra a variação da velocidade de consolidação com o tempo e o modelo teórico definido, o qual conduziu a $c_v = 1 \times 0^{-7} m^2/s$. Para o patamar de carga 200-400 kPa o valor obtido foi de $c_v = 8 \times 10^{-8} m^2/s$.



Fig. 11 - Resultados dos ensaios edométricos, curvas de compressibilidade.



Fig. 12 - Resultados dos ensaios edométricos, curvas de consolidação.

Com base nestes valores, é possível definir o coeficiente de permeabilidade vertical fazendo:

$$\mathbf{k}_{v} = -\mathbf{c}_{v} \times \Delta \mathbf{e} \times \gamma_{w} / [(1 + \mathbf{e}_{0}) \times \Delta \sigma'_{v}]$$
(12)

Deste modo chega-se aos seguintes valores do coeficiente de permeabilidade vertical: patamar 100-200kPa - $k_v = 8 \times 10^{-10}$ m/s; patamar 200-400kPa - $k_v = 3 \times 10^{-10}$ m/s.

4 – SOLUÇÃO DE MELHORIA E REFORÇO DA FUNDAÇÃO DO ATERRO

4.1 - Escolha do tipo de solução

Para o cenário geotécnico descrito foi, numa primeira fase, avaliada a segurança aos Estados Limites Últimos, admitindo que o aterro da via férrea a construir é colocado sobre o terreno actual sem qualquer reforço da fundação. O perfil transversal escolhido para integrar os cálculos de estabilidade foi o considerado mais desfavorável, fundamentalmente, por estar associado à menor distância à Vala da Azambuja que irá acompanhar o aterro, do lado direito. Nos cálculos de estabilidade realizados foi considerada a situação estática imediatamente após a construção integral do aterro, a qual foi conservativamente assumida como instantânea. Para superfícies de potencial instabilização envolvendo o aterro e a sua fundação, o coeficiente de segurança global obtido foi da ordem de 1,0, tendo-se constatado que a existência da Vala da Azambuja condiciona fortemente a estabilidade do aterro. Por outro lado, no âmbito da verificação da segurança aos Estados Limites de Utilização, a situação será certamente caracterizada pela ocorrência de elevados assentamentos do terreno, os quais, tendo em conta a natureza argilo-siltosa dos materiais aluvionares e a sua espessura, terão associados períodos de consolidação bastante significativos.

Do exposto, concluiu-se, então, ser necessário projectar para a zona uma solução que permitisse simultaneamente a execução, em segurança, dos aterros previstos e o controle, de forma adequada, dos elevados assentamentos que lhe estarão associados.

O Estudo Prévio, para o troço em análise, apontava para o recurso a uma solução baseada em colunas de brita, executadas com a técnica de vibrosubstituição. Trata-se duma solução que permite,

em regra, atingir os objectivos anteriormente identificados para a resolução, em segurança, dos problemas associados à construção de aterros em zonas de baixa aluvionar, mas que para o caso em análise apresentava fundamentalmente três inconvenientes relativamente à solução proposta de melhoria e reforço da fundação dos aterros, nomeadamente:

- a solução baseada em colunas de brita é consideravelmente mais cara;
- a perturbação introduzida nos terrenos devida ao tipo de equipamento e ao tipo de técnica construtiva não permite garantir a estabilidade da Vala da Azambuja durante a execução das colunas;
- levanta problemas construtivos importantes, dado exigir a construção de colunas de brita com mais de 20,0 m de comprimento, em materiais aluvionares de fracas características mecânicas.

A solução proposta no Projecto de Execução para a melhoria e reforço da fundação dos aterros assenta no recurso à aceleração do processo de consolidação dos materiais aluvionares ocorrentes nessa fundação, através da instalação duma rede de geodrenos verticais atravessando integralmente essa camada aluvionar. Esta solução, simples e corrente no domínio da construção de aterros sobre solos moles, obriga, no entanto, à adopção de algumas medidas suplementares devido à presença, nas proximidades, da Vala da Azambuja. Com efeito, a existência da vala vai introduzir no perfil transversal da obra uma singularidade que irá originar importantes deslocamentos da formação aluvionar com componente horizontal no sentido da vala, logo na fase construtiva. Por este facto, foi preconizada a colocação de geotêxtil tecido com funções estruturais na base dos aterros, para uniformizar a distribuição de tensões e os seus deslocamentos (verticais e horizontais), e a construção do aterro de forma faseada para permitir o ganho de resistência na fundação e minimizar os movimentos da fundação aluvionar, sobretudo os de componente horizontal.

A rede de geodrenos verticais a colocar na fundação irá permitir acelerar muito significativamente o processo de consolidação dos materiais aluvionares. Deste modo, serão acelerados os seus assentamentos e serão acelerados os ganhos de resistência ao corte, conduzindo a obra, num curto prazo, para níveis de segurança confortáveis e compatíveis com a sua utilização em serviço.

A solução de melhoria e reforço da fundação preconizada assenta no conjunto de aspectos que seguidamente se descrevem.

4.2 – Melhoria das características dos materiais do complexo At, constituído por depósitos e terra vegetal

A superfície do terreno onde se pretende construir os aterros corresponde a materiais bastante heterogéneos, constituídos por solos de depósito e terra vegetal, com um comportamento mecânico muito fraco, pelo que se considerou adequado promover uma substituição parcial destes materiais sob a zona de implantação dos aterros.

Essa substituição estará no entanto limitada à profundidade de ocorrência do nível freático na zona à data da execução da obra ou da ocorrência dos materiais aluvionares. De facto, relativamente à primeira situação, não é desejável proceder a trabalhos de terraplenagem abaixo do nível de água, enquanto que na segunda, se se atingir a formação aluvionar, poderá não ser viável a circulação dos equipamentos associados aos referidos trabalhos de terraplenagem. A cota máxima para a base da escavação foi definida em função das condições hidrológicas e do Perfil Geológico e Geotécnico interpretativo definido para aquele local.

A escavação destes materiais será efectuada em talude, garantindo-se na base uma largura superior em 1 metro para cada lado relativamente à base de implantação dos aterros. Relativamente aos taludes de escavação, admite-se que, provisoriamente, se possa adoptar uma inclinação média

de 1:1 (V:H). Nestes taludes será criado um adequado endentamento aquando da colocação dos materiais de aterro para substituição daqueles removidos.

Atingida a base da escavação, a superfície será devidamente compactada com os equipamentos que serão utilizados na compactação dos aterros. Pretende-se, deste modo, melhorar na medida do possível as características dos materiais de depósito que não são removidos.

4.3 - Instalação de rede de geodrenos verticais na fundação do aterro

Estando a base da escavação devidamente compactada será colocada uma camada de areia a partir da qual serão instalados os geodrenos da fundação. A função desta camada é permitir a condução das águas drenadas pelos geodrenos para a Vala da Azambuja.

Tendo em conta a dimensão dos assentamentos esperados para o aterro, considerou-se uma espessura da ordem de 1 metro para a camada de areia. Como esta camada ficará apoiada sobre os materiais heterogéneos, cujos estudos de caracterização permitiram identificar como tendo uma fracção importante de areia, admite-se ser dispensável a habitual interposição de um geotêxtil entre os diferentes materiais, uma vez que se considera não haver riscos de contaminação.

Após a colocação da areia, os geodrenos verticais serão instalados na fundação, garantindo-se que estes serão colocados na vertical, e de forma a atravessarem integralmente a formação aluvionar, penetrando no substrato inferior. Compreende-se como tal que os geodrenos assumam diferentes comprimentos ao longo da zona intervencionada.

A colocação desta rede será um dos elementos chave desta solução. Tal como já referido, ela permitirá acelerar significativamente o processo de consolidação dos materiais aluvionares da fundação.

A rede de geodrenos terá uma distribuição em planta do tipo triangular, com afastamentos de 1,5 m, fundamentados com a análise da evolução dos assentamentos no tempo.

Relativamente à área onde serão instalados os geodrenos, verifica-se que a construção dos aterros origina excessos de pressão intersticial numa zona, em planta, para além da área de implantação dos aterros. Deste modo, é corrente na prática estender a colocação de geodrenos a uma faixa, de um e outro lado do aterro, onde são instalados mais um ou dois alinhamentos de geodrenos. Neste caso, e dado existir do lado direito do aterro algumas limitações de espaço devidas à proximidade da Vala da Azambuja, considerou-se apenas a instalação dum alinhamento adicional de geodrenos para cada lado da área de implantação do aterro.

4.4 – Instalação de sistema de drenagem das águas para a Vala da Azambuja

As águas captadas pelo sistema de drenagem anteriormente descrito, associadas ao processo de consolidação das aluviões, serão conduzidas para a Vala da Azambuja. Para o efeito, serão executadas pequenas valas de ligação entre a base do aterro da via férrea e a Vala da Azambuja.

Essas pequenas valas terão uma profundidade idêntica à da escavação executada sob o aterro para a instalação da camada de 1,0 m de areia, e uma largura da ordem de 2,0 m. Elas serão executadas com um espaçamento longitudinal da ordem de 40,0 m e comprimento variável, em função da distância entre a Vala da Azambuja e o aterro da via férrea. Essas valas serão preenchidas no fundo com uma camada de 1,0 m de areia, idêntica à colocada na base dos aterros. A restante altura da vala será preenchida com material de aterro, devidamente compactado.

Na saída junto à Vala da Azambuja, a camada de areia será devidamente protegida para evitar a sua erosão. Assim, considerou-se que o último metro da vala drenante junto à saída deveria ser preenchido com material granular grosseiro, com dimensão de partículas entre cerca de 10 e 20 cm (Fig. 13). Entre este material e a areia drenante será entreposto um geotêxtil dobrado na direcção da areia, nas duas laterais, base e topo, em cerca de 1,0 m.



Fig. 13 - Perfil tipo com a solução de melhoramento e reforço da fundação do aterro.

4.5 - Instalação de geotêxtil tecido na base dos aterros

Na base dos aterros será colocado geotêxtil tecido com funções resistentes. Os cálculos efectuados demonstraram a necessidade de incluir dois níveis de geotêxtil.

Com a colocação destes geotêxteis pretende-se, por um lado, melhorar as condições de estabilidade global do aterro. A título de exemplo refere-se que o factor de segurança global associado à construção dos primeiros 4,5 m de aterro passa dum valor unitário quando não são utilizados os geotêxteis, para um valor de 1,35 quando esses geotêxteis são considerados.

Por outro lado, com a introdução desses geotêxteis procura-se melhorar o comportamento global do aterro em termos de deslocamentos (verticais e horizontais), através duma uniformização da distribuição de tensões na base desses aterros. Uma vez mais, e a título de exemplo, apresentam-se na Fig. 14 os assentamentos por consolidação se o aterro a construir tivesse 2,5 m de altura. Nessa figura é possível observar que no caso em que é considerada a utilização dos geotêxteis, há uma redução do valor dos assentamentos máximos e uma menor influência da presença da Vala da



Aterro com geotêxteis resistentes na fundação

Fig. 14 – Efeito de uniformização de assentamentos devido à colocação de geotêxteis resistentes na fundação (exemplo dos assentamentos por consolidação para um aterro de 2,5 m de altura).

Azambuja situada à direita do aterro (traduzida no aterro por uma maior simetria do perfil de assentamentos).

Assim, após a instalação dos geodrenos na base do aterro será colocado o primeiro nível de geotêxtil, cobrindo integralmente toda a camada de areia de 1,0 m de espessura.

Para ter um funcionamento adequado, este geotêxtil tecido ficará devidamente amarrado de um e outro lado do aterro. Em aterros com a dimensão do que está em causa, e sobretudo com uma inclinação de taludes de 1:2 (V:H), essa amarração é conseguida apenas pelo atrito entre o solo e o geotêxtil tecido na zona associada à projecção, em planta, dos taludes do aterro. De notar que a secção do geotêxtil onde será solicitado o esforço de tracção ficará localizada algures no troço, em planta, entre os limites longitudinais do coroamento do aterro.

Após a colocação do primeiro nível de geotêxtil tecido será colocada, e devidamente compactada, uma camada de 0,3 m de aterro. Também neste caso será garantido um adequado endentamento desta camada nos taludes de escavação.

Após a colocação da camada de aterro será instalado novo nível de geotêxtil tecido, sendo também aqui aplicáveis as considerações construtivas já descritas para o primeiro nível de geotêxtil.

4.6 - Execução dos aterros

Terminada a instalação do segundo nível de geotêxtil tecido irá proceder-se à colocação e compactação do aterro até atingir novamente a cota actual do terreno. Este aterro será devidamente endentado na escavação, camada a camada.

Em seguida, e terminada a melhoria das condições de fundação, o aterro da via férrea propriamente dito será construído.

A construção decorrerá em duas fases, correspondendo a primeira a uma altura máxima de 4,5 m, e a segunda à altura necessária para atingir a cota final definida no Projecto tendo em conta os assentamentos previstos, acrescida de 2,0 m (Fig. 15). Esta é uma medida que além de permitir o ganho de resistência na fundação, permite também minimizar os movimentos da fundação aluvionar, sobretudo os de componente horizontal.



Fig. 15 – Aterro de pré-carga.

O aterro adicional pretende incluir uma pré-carga de aproximadamente 40 kPa, equivalente à sobrecarga associada à circulação do tráfego ferroviário.

Após se atingir uma adequada consolidação da fundação, a cota do aterro deverá ser reduzida para a cota da base do coroamento do aterro da via-férrea, de acordo com o definido em projecto.

4.7 - Faseamento construtivo

O faseamento construtivo definido tem por base as seguintes quatro etapas principais:

Etapa 1 - Melhoramento e reforço da fundação do aterro, constituído pelas seguintes fases

- *Fase 1* Escavação dos depósitos existentes no local sob a área de implantação dos aterros até à profundidade máxima de 2,5 m e compactação do fundo da escavação;
- Fase 2 Colocação e compactação, por camadas, de areia drenante numa espessura de 1,0 m;
- *Fase 3* Instalação duma rede de geodrenos na fundação, atravessando integralmente a camada aluvionar, em malha triangular com afastamento de 1,5 m;
- *Fase 4* Colocação dum primeiro geotêxtil tecido com funções estruturais, revestindo a totalidade da base de implantação do aterro;
- Fase 5 Colocação e compactação duma camada de 0,3 m de espessura de material de aterro;
- *Fase 6* Colocação dum segundo geotêxtil tecido com funções estruturais, revestindo a totalidade da base de implantação do aterro;
- *Fase* 7 Colocação e compactação, por camadas, de material de aterro até atingir a cota inicial da superfície do terreno;

Etapa 2 - Construção da 1ª fase do aterro

Fase 8 – Colocação e compactação, por camadas, de material de aterro até se atingir uma altura máxima de 4,5 m;

Etapa 3 - Construção da 2ª fase do aterro, com pré-carga

Fase 9 – Colocação e compactação, por camadas, de material de aterro até se atingir a cota final do aterro, definida no Projecto, acrescida duma pré-carga de 2,0 m de solo correspondente à sobrecarga regulamentar associada à circulação de comboios;

Etapa 4 - Remoção da pré-carga para obter a configuração final do aterro

Fase 10 – Remoção do aterro em excesso para construção da plataforma de apoio da linha férrea, nas cotas definidas no Projecto, após finalização do processo de consolidação.

4.8 - Cronograma da obra

Em termos de cronograma da obra, foi necessário associar tempos de execução a algumas das tarefas, por forma a que os necessários tempos de consolidação da fundação aluvionar fossem devidamente enquadrados (Quadro 2).

Ao fim do período de 12 meses estima-se que fiquem ainda por ocorrer cerca de 10 cm de assentamento devidos à consolidação da fundação aluvionar, para uma carga total correspondente ao peso dos aterros acrescidos da sobrecarga de 40 kPa associada à circulação dos comboios.

Tempo mínimo	Faseamento	Descrição
2 meses	Fase 1 a Fase 7	Melhoramento e reforço da fundação do aterro
1 mês	Fase 8	Construção do aterro até se atingir uma altura máxima de 4,5 m
5 meses	_	Consolidação da fundação aluvionar, atingindo um grau de consolidação de 90%
1 mês	Fase 9	Construção do aterro até se atingir a cota final, acrescida duma pré-carga de 2,0 m de solo
3 meses	_	Consolidação da fundação aluvionar, atingindo um grau de consolidação de 74%

Quadro 2 – Cronograma da obra.

5 – SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO

5.1 – Sistema de monitorização

Para o caso presente foi definido um sistema de monitorização constituído por células de medição de assentamentos e inclinómetros, os quais se espera venham a fornecer informações importantes sobre o comportamento geral da obra.

5.1.1 – Células de medição de assentamentos

Com o objectivo de avaliar a forma como se vão processando os assentamentos dos aterros, quer os imediatos, quer os associados à consolidação dos materiais aluvionares, previu-se a instalação dum sistema de medição de assentamentos do aterro ao longo do seu desenvolvimento.

Em cada ponto de medição, o tipo de dispositivo considerado para o registo dos assentamentos é constituído por uma célula de pressão de corda vibrante instalada no fundo dum furo de sondagem, ancorado num substrato tido como indeformável. Esta célula está ligada por um tubo, preenchido com um líquido, a um reservatório acoplado a uma placa de assentamento instalada na base do aterro. Com o crescimento da cota do aterro, o reservatório irá assentando, diminuindo a pressão do líquido medida na célula instalada no substrato. Cada célula é ligada a uma central de leituras, garantindo a aquisição automática de resultados.

No caso em estudo foram definidos 16 pontos de medição de assentamentos segundo alinhamentos transversais ao eixo da via férrea, espaçados entre si de cerca de 75 m. Em cada alinhamento será instalada um ponto de medição sob o eixo do aterro e em dois desses alinhamentos serão ainda instalados dois pontos adicionais (total de três pontos), afastados de cerca de 10 m para um e outro lado do plano vertical que contém o eixo do aterro.

Com esta disposição dos 16 pontos de medição de assentamento pretende-se, em primeiro lugar, registar a evolução dos assentamentos máximos do aterro ao longo do seu desenvolvimento (os assentamentos máximos deverão ocorrer sob o eixo do aterro) e, em segundo lugar, avaliar, na zona mais próxima da vala contígua ao aterro, qual a evolução dos assentamentos segundo dois alinhamentos transversais.

Na Fig. 16 apresenta-se um perfil tipo com a localização prevista para os equipamentos.

5.1.2 – Inclinómetros

A proximidade entre o aterro que se pretende executar e a Vala da Azambuja irá originar importantes deslocamentos, por vezes com uma componente horizontal não desprezável.

Considera-se, assim, importante o controlo desses deslocamentos horizontais dos aterros e da fundação, sobretudo durante o período de execução da obra.

Com base nestes pressupostos, preconizou-se a instalação de 3 inclinómetros, a localizar nas zonas onde a distância entre a vala e o aterro é mais reduzida (Fig. 16).

Os inclinómetros serão instalados de forma a atravessarem toda a espessura do Complexo At e do Complexo A, penetrando no Complexo P num mínimo de cerca de 3,0 m.



Fig. 16 – Distribuição dos equipamentos de monitorização num perfil tipo.

5.1.3 – Frequência de leituras

Para os inclinómetros, a frequência a adoptar para a realização das leituras depende muito do ritmo de colocação dos aterros. Por este motivo, para além da leitura inicial, a realizar imediatamente após a instalação de cada um, e que servirá como termo de referência, o programa de leituras será definido e ajustado ao real desenvolvimento da obra. Os momentos importantes de observação serão aqueles associados à subida da cota dos aterros, onde são expectáveis maiores deslocamentos horizontais (fruto da deformação em condições não drenadas, isto é, a volume constante, das formações aluvionares). Assim, admitiu-se, numa primeira aproximação, que a frequência de leituras dos inclinómetros venha a ser:

- semanal, durante as fases de crescimento da cota do aterro;
- quinzenal, durante o primeiro mês seguinte à conclusão da subida da cota do aterro;
- mensal, no período seguinte, até nova subida da cota do aterro ou até se atingir a 95% da consolidação total (determinada com base nos registos dos assentamentos).

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram apresentadas a caracterização geotécnica dos depósitos aluvionares do Tejo ocorrentes na fundação do aterro do novo troço de via férrea inserido no Projecto da Variante a Santarém da Linha do Norte e a solução para a melhoria e reforço dessa fundação.

Com a caracterização geotécnica dos depósitos aluvionares pretendeu-se mostrar como foram explorados, pormenorizadamente, os resultados dos ensaios realizados, os quais são correntes neste tipo de Projectos de Engenharia Geotécnica, e como pode ser calibrado um modelo numérico avançado do comportamento da matriz lodosa desses materiais aluvionares.

No estudo procurou-se, sempre que possível, que cada valor dum dado parâmetro de cálculo do modelo fosse obtido por mais do que uma metodologia de análise ou por mais do que um tipo de ensaio, tendo-se considerado as seguintes abordagens: definição dos valores de forma directa, por correlação ou a partir da modelação numérica dos ensaios realizados. Ficou deste modo realçada a coerência das várias determinações experimentais disponíveis da prospecção levada a cabo, bem como a importância de cada tipo de ensaio para a identificação do modelo final.

A solução de Projecto, concebida com base nos resultados da caracterização geotécnica efectuada, consistiu na aceleração do processo de consolidação dos materiais aluvionares da fundação, através da instalação duma rede de geodrenos verticais associada a um aterro de pré-carga e no reforço da base dos aterros com a colocação de geotêxteis tecidos de elevada resistência.

Procura-se, com este tipo de trabalho, contribuir para uma melhoria na qualidade dos estudos de caracterização dos materiais no âmbito dos Projectos Geotécnicos, a qual permitirá uma avaliação mais rigorosa do comportamento das soluções desenvolvidas. A aposta neste tipo de estudos de caracterização completa e pormenorizada deve ser encarada como uma via para a identificação do real comportamento mecânico dos materiais, com claros benefícios económicos, uma vez que permite o Projecto de soluções bastante mais equilibradas.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa REFER a autorização concedida para a divulgação dos resultados dos estudos apresentados.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally instable soils (colapsible, expansive and others). General Report of the VIII ICSMFE, Moscovo.
- Kulhawy, F.H.; Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Report EL – 6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- Jaky, J. (1948). Pressure in soils. 2nd ICSMFE, London, Vol. 1, pp. 103-107.
- Japanese Road Association (1980). Specifications for highway bridges.
- Parkin, A. (1978). Coefficient of consolidation by the velocity method. Géotechnique, Vol. 28, No.4, pp. 472-474.
- PLAXIS (2008). PLAXIS 2D Manual, version 9.
- Robertson, P.K.; Campanella, R.G. (1983). *Interpretation of cone penetration tests: Parts 1 and 2*. Canadian Geotechnical Journal, 20, pp.718-745.
- Schnaid, F. (2000). *Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. Oficina de Textos. Brasil.
- Stroud, M.A. Butler, F.G. (1975). The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials. Proc. Symp. On Engineering Properties of Glacial Materials, Midlands Geotechnical Society, Birmingham, pp.117-128.

AVALIAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA ATRAVÉS DA MONITORAÇÃO DE RECALQUES

Evaluation of the soil-structure interaction through settlement measures

Paulo César de Almeida Maia* Rodrigo Alvarez de Barros** Fernando Faboya de Albuquerque Juniro***

RESUMO – Este trabalho apresenta os resultados experimentais da monitoração dos recalques de um edifício residencial durante a construção. A fundação do edifício é constituída por estacas hélice contínuas. O maciço de fundação é constituído basicamente por solos fofos ou moles. O objetivo do trabalho é a avaliação da interação solo estrutura e a sua influência no comportamento da construção. É apresentada uma breve descrição da metodologia empregada no trabalho. A avaliação do carregamento na fundação é realizada através de análise numérica tridimensional de um modelo da estrutura. São considerados dois modelos mecânicos: fundações fixas, sem movimento, e fundações com deslocamento vertical livre. O mecanismo de interação solo estrutura foi determinado através da comparação dos deslocamentos utilizando os carregamentos obtidos através dos dois modelos mecânicos. Os resultados permitem avaliar a redristribuição de carga devido à interação solo estrutura durante o aumento da rigidez da estrutura.

SYNOPSIS – This paper shows experimental results of settlement measurements of a residential building during construction. The foundation is composed by deep continuous auger piles. The foundation stratum is basically constituted by soft/loose soils. Important aspects are pointed out regarding soil-structure interaction and its influence on mechanical response of the building. A brief description of the surveying methodology is presented. The evaluation of the loading in the foundation was done by a three dimensional numerical model. Two different mechanical approaches were considered: fixed foundation (no movements) and one dimensional displacements foundation, where the foundation is considered to displace in vertical direction only. The soil-structure interaction was assessed by comparison the measured settlements against the loads obtained through the two approaches considered. These results allowed the evaluation of load redistribution due to soil-structure interactions, mainly the increase of structure rigidity.

PALAVRAS CHAVE - Monitoração de recalques, Nível Terzaghi, interação solo-estrutura.

1 – INTRODUÇÃO

Nas edificações, podem ser identificadas três partes: a superestrutura, a infra-estrutura ou fundação e o maciço de solo ou rocha, no qual se assentam as fundações. Estas três partes constituem o sistema solo-fundação-estrutura.

A superestrutura é composta pelas lajes, vigas e pilares, além dos elementos de fachada e de divisão interna ou fechamento. A infra-estrutura, em sentido amplo, envolve todos os elementos estruturais enterrados. Em sentido restrito, refere-se apenas às cintas e às fundações. As fundações

^{*} Professor Associado, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, E-mail: maia@uenf.br

^{**} Engenheiro, Petróleo Brasileiro S/A - PETROBRAS, E-mail: barros.ra@gmail.com

^{***} Professor Titular, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, E-mail: saboya@uenf.br

têm como função receber as cargas da superestrutura e transmiti-las de forma segura para o solo de fundação. O solo de fundação recebe todas as cargas deste sistema. Devido a isto, é comum a verificação de deslocamentos nas fundações prediais. Estes deslocamentos podem ser verticais, horizontais e rotacionais. Os deslocamentos verticais totais de uma fundação são denominados recalques e a diferença entre os recalques entre dois pontos de uma fundação é conhecida como recalque diferencial.

Uma quantidade significativa de problemas estéticos e estruturais observados na vida útil de uma obra é decorrente dos recalques diferenciais na estrutura de fundação. Quando os valores destes deslocamentos ultrapassam certos limites, podem ocorrer desde problemas localizados como a fissuração de paredes até o colapso de todo o conjunto. Isto ocorre devido ao surgimento de acréscimos de esforços em pontos da estrutura provocados pela evolução dos deslocamentos da fundação.

Desta forma, pode-se afirmar que o desempenho da obra depende da capacidade da estrutura em absorver e redistribuir os acréscimos de tensões. Esta capacidade de absorção e redistribuição é definida como interação solo-estrutura que, apesar de sua relevância, é comumente desprezada na maioria dos projetos. A compatibilidade das deformações do sistema solo-estrutura gera a uniformização dos deslocamentos da fundação. Isto depende, fundamentalmente, da rigidez do conjunto solo-estrutura. Esta uniformização reduz as distorções angulares da edificação podendo evitar o aparecimento de danos na obra. Além disto, a não consideração dos efeitos dos recalques diferenciais no cálculo hiper-estático da estrutura de um edifício faz com que as fundações trabalhem em condições diferentes daquelas previstas em projeto (Chamecki, 1954).

Resultados indicados na literatura mostram que a interação solo-estrutura faz com que os pilares menos carregados recebam um acréscimo de carga (Gusmão e Gusmão Filho, 1994 e 1994a; Guimarães e Gusmão Filho, 1994; Gusmão Filho e Guimarães, 1997; Gusmão Filho, 2002; Lucena et al. 2004; Maia et al. 2004). Conseqüentemente, nestes pilares o recalque medido será maior que o estimado pelos métodos convencionais. Nos pilares mais carregados, ocorre o inverso, ou seja, alivio de carga e diminuição dos recalques previstos. Além disto, dependendo do nível de deformação do terreno e da rigidez da estrutura, a interação solo-estrutura pode modificar significativamente o desempenho da edificação.

Nota-se que a análise do conjunto solo-estrutura exige do engenheiro a capacidade de avaliar todas estas partes considerando-as como um único mecanismo. A desconsideração da condição de mecanismo único inicia-se desde a fase do projeto estrutural onde se admite a hipótese dos apoios ou fundações serem indeslocáveis. O projeto de fundação, por sua vez, é desenvolvido levando-se em consideração apenas as cargas nos apoios, obtidas no projeto estrutural, e as propriedades do terreno de fundação, desprezando-se, normalmente, o efeito da rigidez da estrutura. Além disto, admite-se que os carregamentos são aplicados quando a estrutura está concluída, embora as cargas sejam aplicadas progressivamente ao longo da construção do edifício.

A representatividade do modelo adotado para avaliação do terreno de fundação pode ser feita através da associação da diferença entre os recalques médios medidos e estimados. No entanto, a representatividade do modelo de interação solo-estrutura de todo o sistema deve estar associada à diferença entre o coeficiente de variação da relação entre o desvio padrão e a média dos recalques medidos e estimados (Gusmão Filho, 2002). Esta relação é definida como o coeficiente de variação dos recalques.

Apesar da importância do conhecimento dos deslocamentos das fundações, a prática brasileira de fundações consiste em realizar monitoração de recalques apenas em situações onde são observados problemas em edificações, tais como trincas e rachaduras. Nestes casos, são instalados pinos na região inferior dos pilares, próximos às fundações, e determina-se a evolução dos recalques com o tempo, fornecendo elementos para tomada de decisões quanto à necessidade de reforço das fundações ou uma eventual medida de emergência como a desocupação da edificação ou outra medida

que se faça necessária. Em casos desta natureza não se tem qualquer idéia dos recalques anteriores à instalação dos pinos, ou seja, dos recalques já ocorridos e, portanto, do desempenho das fundações até então.

São também medidos os recalques em prédios quando da realização de escavações adjacentes, como no caso de subsolos de prédios vizinhos ou de escavações de metrôs. Da mesma forma que no caso anterior, são medidos apenas os recalques ocasionados pelas escavações, sem conhecimento dos recalques já ocorridos.

Há alguns casos reportados na literatura, de obras de grande porte ou em solos compressíveis, com medição de recalques desde o início da construção. Mesmo nesses casos, as medições são usualmente interrompidas ao final da construção, quando da ocupação dos prédios.

Vale destacar que, segundo a norma NBR-6122/96 (1996), a observação do comportamento e a instrumentação de fundações devem ser feitas com os seguintes objetivos:

- Acompanhar o desempenho da fundação, durante e após a execução da obra, para permitir tomar, em tempo, as providências eventualmente necessárias, a fim de garantir a utilização e a segurança da obra;
- Esclarecer anormalidades em obras já concluídas, inclusive no que diz respeito a construções existentes nas proximidades;
- Ampliar a experiência local quanto ao comportamento do solo sob determinados tipos de fundações e carregamentos;
- Permitir a comparação de valores medidos com valores calculados, visando o aperfeiçoamento dos métodos de previsão de recalques e de fixação das cargas admissíveis, de empuxos, etc..

Danziger *et al.* (2000) ressaltam que a necessidade das medidas de recalques foi questionada em certos momentos, mas acidentes ocorridos e relatados amplamente na imprensa evidenciaram sua importância. De fato, as medições de recalques propiciam a adoção em tempo hábil de um eventual reforço das fundações, com custos evidentemente menores do que se as medidas fossem tomadas posteriormente. Estes autores indicam, ainda, que argumentos contrários à necessidade de controle dos recalques se fundamentam na ocorrência de poucos registros de problemas graves de fundações.

Vale destacar que nas fundações, que se constituem em elementos de alta responsabilidade e importância no comportamento de uma dada estrutura, nenhum controle de qualidade de seu desempenho é feito de forma rotineira, embora sugerido pela NBR 6122/96 (1996). Os controles se restringem, na maioria dos casos, à análise dos dados de execução das fundações (Danziger *et al.,* 2000).

O controle de recalques para o aperfeiçoamento das técnicas de projeto e construção tem, por sua vez, alcance mais amplo, sendo concernente à filosofia de projeto das fundações e da própria estrutura. No entanto, não importa quão acurada uma análise de recalques possa ser, ela é de limitado valor prático se o projetista não tem conhecimento do valor do recalque que pode ser tolerado pela estrutura em consideração (Skempton e MacDonald, 1956). Em outras palavras, o conhecimento dos recalques admissíveis é tão importante quanto a habilidade de se efetuar o cálculo ou medir os recalques.

Neste sentido, este trabalho tem por objetivo apresentar os resultados de uma monitoração de recalques de um edificio residencial construído na Cidade de Campos dos Goytacazes, localizada no Norte do Estado do Rio de Janeiro, Brasil. Apresenta-se uma metodologia expedita para acompanhamento de recalques de edificações durante a construção e habitação. O trabalho visa, ainda, a avaliação da interação solo-estrutura do caso particular de estudo. Além disto, este trabalho

permite a obtenção de dados importantes a respeito do comportamento e eficiência de fundações em estacas hélice contínua e sapatas.

2 – CASO DE ESTUDO

O estudo desenvolveu-se em um edifício residencial no município de Campos dos Goytacazes, RJ. A estrutura do edifício é em concreto armado convencional e, nos fechamentos, alvenaria formada de tijolos furados cerâmicos. As fundações que sustentam os pilares do corpo do edifício foram definidas em estaca hélice contínua, com profundidade média de 22 metros e diâmetros de 50 e 60cm. Para os pilares da periferia foi adotada solução em sapata a 1,5m da superfície do terreno e tensão admissível do solo igual a 200kPa. O edifício possui 12 pavimentos tipo mais um pavimento de garagens. A Figura 1 apresenta vistas externas da obra, já em adiantado processo de construção.

A Figura 2 apresenta a locação das fundações dos pilares monitorados ao longo do trabalho. O Quadro 1 apresenta as cargas de projeto de cada pilar que forma o corpo do edifício, assim como, o tipo de fundação ao qual se apoiam.

O subsolo da região é constituído por materiais diversos, característicos de depósitos aluviais, notando-se, freqüentemente, a presença de espessas camadas de argilas moles ou areias fofas. O subsolo onde está localizada a região metropolitana de Campos dos Goytacazes é formado por sedimentos flúvio-lacustres do quaternário (Teixeira, 2000). Estes sedimentos são compostos, basicamente, por argilas e siltes micáceos de coloração acinzentada, formando planícies de inundação. Nestes sedimentos também podem ser encontradas areias quartzosas, de coloração branca amarelada, geralmente mal graduadas, cuja granulometria varia de média a grosseira (Teixeira, 2000).

A Figura 3 apresenta o perfil estratigráfico determinado a partir de laudos de sondagem a percussão SPT. A profundidade das estacas é igual a 22 metros. Nota-se que as estacas estão assentadas em camada de material resistente, no entanto, existe uma camada superficial de 8 metros de material mole ao longo do fuste das estacas.



Fig. 1 – Edificação residencial utilizada como caso de estudo.



Fig. 2 – Locação e carga dos pilares e fundações do edifício estudado.

D'I		Número de estacas			
Pilares	Carga de projeto (KN)	ф50cm	ф 60ст		
P10 e P13	2795	_	2		
P01 e P04	2256	2	_		
P02, P03 e P12	1765	2	_		
P05, P06, P07, P21, P23 e P25	1079	1	-		
P08, P09 e P17	1716	2	-		
P11 e P16	1667	2	_		
P14, P15 e P19	2648	-	2		
P18	2157	2	-		
P20 e P24	1177	2	-		
P22	1324	_	1		
P55, P56, P59, P60 e P61	500	Sapata: 230	x 120 (cm)		

Quadro 1 – Cargas de projeto e fundações dos pilares monitorados.



Fig. 3 – Perfil estratigráfico no local da obra.

3 - METODOLOGIA PARA MONITORAÇÃO DOS RECALQUES

A monitoração dos recalques foi realizada através da medida dos deslocamentos verticais de pontos da estrutura, denominados pinos, localizados nos pilares do pilotis, em relação a um ponto fixo, denominado referência de nível, ou bench-mark. A referência de nível está localizada em região de forma a não sofrer influência da própria obra ou outras causas que possam comprometer sua indeslocabilidade.

A medição dos deslocamentos é feita através de um par de níveis, com exatidão de $\pm 0,01$ mm, projetados e aperfeiçoados de modo a suprirem as necessidades e dificuldades específicas do caso de estudo. O nível foi construído a partir do modelo do Nível Terzaghi, que é fundamentado na teoria de vasos comunicantes. O princípio de operação do Nível Terzaghi tradicional é a medição do nível de água em dois cilindros que são conectados por um tubo flexível, com auxílio de um micrômetro. É importante que os dois cilindros e o tubo flexível sejam preenchidos com água livres de bolhas de ar.

Vale ressaltar que o Nível Terzaghi tradicional apresenta pouca precisão principalmente quando ocorrem vibrações e variações de temperatura durante as leituras (Alonso, 1991). Segundo Barros (2005) o nível Terzaghi tradicional possui acurácia da ordem de 0,127 mm.

A Figura 4 apresenta uma figura esquemática e uma foto do equipamento desenvolvido. O equipamento se constitui basicamente de uma mangueira com extremidades conectadas a dois tubos de vidro transparentes e de mesmas dimensões. O conjunto é preenchido com água destilada e deaerada até que o nível de água alcance aproximadamente a altura média dos dois tubos. Pelo princípio de vasos comunicantes, não importará a diferença de altura entre os tubos, pois sempre os meniscos formados pelo líquido, tenderão permanecer na mesma altura em relação ao solo. Os dois tubos de vidro foram fixados em bases rígidas que possuem um suporte para um paquímetro digital com precisão igual a $\pm 0,01$ mm. As bases rígidas possuem, também, na extremidade inferior, um ponto de apoio para um pino rígido que serve de referência para a medição dos recalques. O paquímetro locado na frente de cada tubo mede a distância do menisco até um ponto fixo na base rígida. A partir do completo conhecimento da geometria de cada conjunto, consegue-se através da leitura de cada paquímetro, definir com precisão a diferença de altura entre os centros de apoio de cada pino em relação ao *bench-mark*.



Legenda: (a) Nível de bolha; (b) Parafuso de reação; (c) Faixa de leitura efetiva do equipamento; (d) Paquímetro e seu respectivo suporte; (e) Estrutura móvel do medidor; (f) Furo de apoio do pino e ponto de referência para o cálculo do recalque; (g) Registro de água



A Figura 5 apresenta um detalhe dos pinos de referência para fixação do nível nos pilares. A instalação dos pinos ocorreu após a execução dos pilares do pilotis e antes da concretagem da primeira laje. Após a instalação dos pinos fez-se a primeira leitura para determinar a altura inicial dos pilares em relação à referência de nível. As leituras subseqüentes foram imediatamente antes da concretagem da laje de cada pavimento.



 (a) bucha para fixação do pino



(b) pino metálico fixado à face do pilar

Fig. 5 – Pino de referência nos pilares.

A Figura 6 ilustra o posicionamento dos níveis sobre a referência de nível e no pilar. A verticalidade do nível na referência é mantida com o auxílio de uma haste metálica e de um tripé ajustável. O nível no pilar, denominado móvel, é encaixado no pino no pilar. Sua verticalidade é garantida com um nível de bolha e mantida através de um parafuso de reação (Figura 4).

Através de calibração no laboratório foi determinado um tempo mínimo de 60 segundos para a equalização dos meniscos. Após equalização, fecha-se o registro localizado na parte inferior da base



a) Sobre a referência de nível

b) No pilar

Fig. 6 – Fixação do sistema de medidas de recalque.

rígida e procedem-se 10 leituras do nível do menisco com o paquímetro. Isto se justifica para garantir uma maior precisão e evitar erros de leitura.

Calibrações sob condições controladas de temperatura mostraram que as medições feitas pelo aparelho mostram um erro padrão da ordem de 0,04 mm, com uma acurácia de 0,06 mm.

O Quadro 2 apresenta o histórico das medidas de recalque realizadas neste trabalho. Ressalta-se que foi procurado fazer a medição do recalque após a concretagem de cada laje da obra.

	Data	Número da medição	Dias transcorridos desde o início da monitoração	Condição de carregamento da estrutura		
	21/07/2003	Início	0	Pilares do pilotis concretados		
	21/08/2003	1	30	1 ^a laje + pilares da 2 ^a laje		
so idas	16/09/2003	2	55	2 ^a laje + pilares da 3 ^a laje		
roces odel2 nente	02/10/2003	3	71	3 ^a laje + pilares da 4 ^a laje		
do p ivo m ericar	17/10/2003	4	86	4 ^a laje + pilares da 5 ^a laje		
tapas struti nume	24/11/2003	5	123	5 ^a laje + pilares da 6 ^a laje		
Eon	18/12/2003	6	147	6 ^a laje + pilares da 7 ^a laje		
	15/01/2004	7	174	7 ^a laje + pilares da 8 ^a laje		
	11/03/2004	8	230	9 ^a laje + pilares da 10 ^a laje		
	13/04/2004	9	262	10 ^a laje + pilares da 11 ^a laje		
	15/05/2004	10	294	11 ^a laje + pilares da 12 ^a laje		
	11/06/2004	11	320	12 ^a laje + pilares da 13 ^a laje		

Quadro 2 – Datas das medições dos recalques e condição geral de carregamento da estrutura.

4 - MODELAGEM TRIDIMENSIONAL DA ESTRUTURA

A estrutura do edifício foi discretizada em elementos finitos, definindo um modelo tridimensional através de um sistema de três eixos perpendiculares (x, y e z). As vigas e os pilares foram discretizados como elementos de barra enquanto que as lajes e as alvenarias foram definidas como elementos de casca. Os elementos de casca, lajes e alvenarias, foram ligados em toda sua extensão aos elementos de barra, vigas e paredes, simulando, desta forma, a rigidez existente na estrutura em estudo. As características estruturais, assim como as dimensões de todos os elementos inseridos no modelo, seguiram criteriosamente as medidas definidas pelo projeto estrutural do edifício estudado. O Quadro 3 apresenta os valores utilizados para as propriedades dos materiais que compõem os modelos numéricos.

Quadro 3 – Propriedades	dos	materiais	utilizados	nos	modelos	numéricos.

Material	Módulo de elasticidade (kN/cm ²)	Coeficiente de Poisson			
Alvenaria	648	0,2			
Concreto	2480	0,1			

A elaboração de cada modelo numérico buscou simular a condição de carregamento condizente a cada etapa verificada durante as medições dos recalques. Através da seqüência de figuras 7a) a 7i) é possível verificar todos os modelos numéricos utilizados para simular a evolução executiva e o carregamento do caso em estudo. Ressalta-se a presença da alvenaria, a partir da sexta medição, Figura 7g), nos primeiros pavimentos da estrutura.



Fig. 7 – Modelos tridimensionais do caso de estudo utilizados para simular a condição de carregamento em cada fase do processo executivo.

Com o intuito de avaliar a influência da interação solo-estrutura sobre a redistribuição de cargas transmitidas às fundações foram consideradas duas condições de apoio para cada modelo numérico. Na primeira condição os apoios da estrutura foram admitidos indeslocáveis verticalmente ao longo de todo o processo executivo. Esta medida tem a finalidade de obter o carregamento transmitido às fundações através de um modelo de maior praticidade e simplicidade. Na segunda hipó tese, os recalques medidos em cada fase construtiva são impostos nos apoios, simulando os efeitos da interação solo-estrutura em termos de deslocamentos.

Devido ao tempo disponível para o desenvolvimento da pesquisa e em função do cronograma executivo da obra, foram criados modelos numéricos que denotam o comportamento da estrutura somente para as oito primeiras leituras de recalques, totalizando oito lajes construídas. Basicamente, foram gerados nove modelos tridimensionais (Figuras 7a) a 7i)), um relativo à primeira medição de referência e as oito primeiras medições de recalque, cada uma das medições tendo sido submetida a duas condições de apoio. Os resultados provenientes da simulação com a imposição dos recalques em cada apoio servem como uma estimativa do real comportamento da estrutura.

5 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

O Quadro 4 fornece os valores dos recalques medidos. A primeira medição foi realizada para obtenção da elevação inicial dos pinos localizados em cada pilar do corpo do edifício em relação ao marco de referência. Para análise da evolução dos recalques considerou-se a cota inicial dos pilares igual a zero.

Dos resultados das medições, verifica-se um crescimento dos recalques absolutos medidos em cada pilar com o tempo de construção. A forma das curvas de variação dos recalques com o tempo de construção é similar para todos os pilares da obra, independentemente do tipo de fundação, quantidade ou diâmetro das estacas em cada pilar. As Figuras 8 ilustram a evolução dos recalques da fundação com o tempo de construção para os pilares apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal igual a 60cm e sobre sapatas, respectivamente.

O comportamento da fundação apresenta uma fase inicial marcada pela presença de recalques elevados, indicando uma participação solitária do fuste das estacas no processo de absorção do carregamento proveniente da superestrutura. E uma segunda fase, verificada após os 90 dias de construção, aproximadamente, se observa a presença de menores taxas de recalques entre as medições. Esta alteração no comportamento das fundações profundas surge provavelmente devido ao início de uma maior participação da ponta das estacas na absorção dos esforços.

A similaridade do comportamento recalque *vs* tempo entre as fundações profundas e superficiais justifica-se devido à influência de fatores provenientes da interação solo-estrutura e da rigidez característica do edifício estudado. Este comportamento sugere que, em um dado momento do processo executivo, o recalque das fundações superficiais foi possivelmente imposto pelas funda ções profundas que sustentam a maior parte das cargas da estrutura.

Dos resultados obtidos pode-se concluir que o mecanismo de transferência de carga das estacas para o maciço de fundação depende do nível de recalque. Neste caso, a metodologia executiva e o formato da ponta da hélice do trado helicoidal, favorecem que a mobilização de resistência de ponta das estacas hélice contínua ocorra à custa de grandes recalques (Simons e Menzies, 1981; Almeida Neto, 2002).

A redução da taxa de crescimento dos recalques provoca também a homogeneização dos acréscimos de recalque. A homogeneização dos acréscimos de recalque à medida que a obra evolui pode ser verificada através do coeficiente de variação dos recalques *CV* total da obra e das fundações em sapatas ou estacas hélice durante a construção do edifício (Figura 9). Destaca-se que a

	Recalques Absolutos (mm)											
Lajes	0	1	2	3	4	5	6	7	9	10	11	12
Dias	0	30	55	71	86	123	147	174	230	262	294	320
Medições Pilares	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	0,00	1,18	14,75	20,08	23,40	24,19	26,19	26,71	28,43	36,99	31,45	29,50
2	0,00	3,29	14,22	21,05	23,86	24,72	26,15	27,96	31,80	38,49	32,89	30,68
3	0,00	1,57	13,11	19,91	22,57	22,20	27,07	27,22	35,44	37,72	33,76	30,46
4	0,00	2,28	16,39	18,50	25,64	26,05	29,63	29,46	22,66	29,68	34,24	32,40
5	0,00	2,43	13,36	20,88	23,46	23,28	25,57	26,62	31,31	37,43	32,69	31,02
6	0,00	3,95	14,10	20,99	24,05	24,00	28,53	28,13	36,80	39,68	33,46	31,76
7	0,00	5,75	14,48	21,70	24,41	24,21	30,06	28,61	37,32	40,76	34,55	32,85
8	0,00	3,03	13,65	20,15	23,16	23,88	25,17	26,29	30,52	36,56	33,59	30,00
9	0,00	2,09	12,68	18,82	23,37	24,70	28,86	27,17	32,29	28,33	33,93	31,45
10	0,00	2,07	12,56	18,43	22,41	23,02	27,14	25,60	30,25	36,61	31,40	29,82
11	0,00	3,58	15,57	22,54	24,41	25,73	27,90	28,48	33,28	40,57	34,84	31,97
12	0,00	3,00	14,96	21,69	24,44	25,26	30,47	28,90	37,46	39,65	35,59	32,47
13	0,00	2,87	5,76	19,41	3,86	25,80	24,95	27,20	20,95	30,18	35,34	33,41
14	0,00	3,34	13,67	20,16	23,33	26,32	26,53	27,23	31,42	38,92	33,83	33,45
15	0,00	2,05	5,78	22,05	24,11	23,93	30,00	28,55	37,25	39,35	35,16	32,26
16	0,00	3,42	13,05	20,22	22,01	23,65	25,07	26,22	34,74	37,86	33,78	30,38
17	0,00	4,92	15,15	22,95	25,08	25,37	29,35	29,24	37,44	40,42	35,08	32,42
18	0,00	7,03	17,25	24,47	27,76	28,06	31,26	30,86	36,66	42,80	37,13	35,81
19	0,00	2,84	13,99	19,63	24,34	25,76	28,76	28,04	21,01	29,35	34,30	32,50
20	0,00	3,27	13,96	22,27	23,67	23,96	25,56	26,71	20,54	39,37	33,30	32,32
21	0,00	5,23	15,37	22,61	24,47	25,47	28,26	28,09	31,64	39,67	34,11	32,60
22	0,00	3,30	16,80	20,21	26,40	24,40	29,79	28,70	34,60	42,30	36,73	34,59
23	0,00	1,47	12,40	20,25	22,62	23,59	27,91	25,18	28,92	37,11	31,39	30,12
24	0,00	2,15	13,72	20,28	23,69	23,79	27,01	27,64	36,28	38,60	32,38	30,66
25	0,00	2,20	13,26	20,93	23,25	23,40	26,02	25,95	35,41	29,05	33,80	30,08
55	0,00	6,55	16,89	24,89	27,64	29,16	32,72	31,36	36,04	42,57	37,46	38,22
56	0,00	4,01	13,37	20,98	23,78	24,24	28,40	26,71	30,97	38,25	32,14	31,39
59	0,00	2,26	5,53	21,46	24,10	24,62	31,87	28,86	38,11	40,35	35,07	33,39
60	0,00	4,95	8,82	21,53	26,18	25,68	33,58	31,23	25,48	33,10	33,16	36,91
61	0,00	3,427	16,56	22,31	26,96	26,38	30,12	30,31	33,71	33,28	39,49	37,0

Quadro 4 - Evolução dos recalques absolutos ao longo do tempo de construção.



Fig. 8 – Variação dos recalques com o tempo de construção dos pilares sobre:
(a) duas estacas com diâmetro igual a 60cm; (B) sapatos de divisa.

diminuição do valor do coeficiente de variação dos recalques CV é uma conseqüência do enrijecimento da estrutura (Gusmão, 1994). Atualmente, não existem estudos específicos para o estabelecimento de valores limites para o coeficiente de variação dos recalques CV de edificações. Desta forma, a variação do CV obtida pelos deslocamentos dos apoios monitorados fornece apenas uma visualização global do desempenho da estrutura. Ressalta-se que para os níveis de CV observados não ocorreu nenhum dano estrutural.

A Figura 10 apresenta a variação das velocidades média, máxima e mínima dos recalques das fundações com o tempo de construção. Verifica-se que o início da construção é marcado por grandes velocidades de recalque. Após a execução do terceiro pavimento, correspondente a 70 dias de construção, aproximadamente, ocorre a redução das velocidades de recalque. Observa-se,



Fig. 9 - Coeficiente de variação dos recalques das fundações em estacas hélice contínua e sapatas.



Fig. 10 - Variação da velocidade de recalques em função do tempo de construção.

também, que no início da construção das alvenarias, fato que representa um significativo aumento da rigidez da estrutura, não ocorreu modificação da tendência de redução da velocidade dos recalques com o tempo de construção, mas existe a redução da dispersão da velocidade de recalque entre os pilares.

O aumento da rigidez estrutural provoca a uniformização das velocidades de recalque entre os pilares, o que pode ser verificado pela menor diferença entre os valores de velocidades máximas e mínimas a partir da colocação das alvenarias (Figura 10). Este comportamento sugere que, à medida que a estrutura ganha um comportamento monolítico, a velocidade de recalque de cada pilar tende para a velocidade média.

Através da modelagem numérica da estrutura da obra em 3 dimensões foi possível estimar as cargas transmitidas para as estruturas de fundação. Considerando-se as duas condições de apoio, é possível estimar as curvas carga *vs*. recalque das fundações. As Figuras 11 e 12 apresentam as curvas



Fig. 11 – Curva carga vs. recalque para pilares apoiados em duas estacas com diâmetro igual a 60cm (Maia *et al.*, 2005).



Fig. 12 - Curva tensão vs. recalque de um grupo de pilares apoiados sobre sapatas de divisa.

carga vs. recalques dos pilares monitorados apoiados sobre duas estacas hélice com diâmetro nominal igual a 60cm e sobre sapatas, para as duas condições de apoio.

Um primeiro aspecto a se observar nas curvas carga vs. recalque é a forma propriamente dita. No caso das estacas, os grandes recalques iniciais indicam a necessidade de grandes deslocamentos da estaca para ganho de capacidade de carga, como já discutido. Por outro lado, as fundações em sapata sugerem o estado de ruptura. De fato, o comportamento das fundações em sapata é um reflexo da interação solo-estrutura. Neste caso, o corpo do edifício ganha carga com o crescimento da obra enquanto que a periferia, com fundações em sapata, não. Deste modo, o corpo central recalca e, devido à rigidez da estrutura, induz recalque nas fundações periféricas sem acréscimo aparente de carga.

Das Figuras 11 e 12 nota-se uma modificação das curvas carga vs. recalques obtidas a partir das duas condições de liberdade dos apoios. Neste caso a interação solo-estrutura, representada pela condição de apoios deslocáveis para determinação das cargas, provoca o aumento ou a redução da carga estimada do pilar. Isto depende, basicamente, da posição do pilar na estrutura: periférica ou central.

De fato, existe uma relação entre a taxa de redistribuição de carga entre os pilares, a dispersão dos recalques e a rigidez da edificação durante a construção.

Para verificação desta relação, pode-se avaliar a dispersão das cargas devido à interação soloestrutura com a dispersão dos recalques em relação à média, durante a construção. Para isto, definese o fator de redistribuição de carga FQ com as seguintes expressões:

$$F_{\mathcal{Q}} = \frac{Q_{ssi} - Q_i}{Q_i} \text{ para } Q_i \ge Q_{ssi}$$
(1)

e

$$F_{\mathcal{Q}} = \frac{Q_{ssi} - Q_i}{Q_{ssi}} \text{ para } Q_i < Q_{ssi}$$
(2)

onde, Q_i é a carga aplicada no pilar i estimada para a estrutura para apoios fixos e Q_{ssi} é a carga estimada considerando a interação solo-estrutura, com apoios deslocáveis. Deste modo, F_Q assume valores negativos ou positivos quando o pilar perde ou ganha carga devido à interação solo-estrutura, respectivamente. O valor de F_Q varia normalmente entre -1 e 1.

A dispersão dos recalques D_w é definida pela seguinte expressão:

$$D_{w} = \frac{W_{i} - \overline{W}}{\overline{W}}$$
(3)

onde, w_i é o recalque do pilar *i* e w é a média dos recalques. Geralmente, D_w assume valores entre -1 e 1.

A Figura 13 apresentam as variações de D_w e F_Q para a primeira, segunda, terceira e quinta lajes. Nestes gráficos, cada ponto representa um pilar e a dispersão dos pontos indica uma maior redistribuição de cargas entre os pilares devido a interação solo-estrutura e um maior coeficiente de variação dos recalques.

A Figura 13 mostram que no início da construção existe uma considerável redistribuição de cargas e recalques entre os pilares. Isso se justifica pela baixa rigidez da estrutura no início da construção. Com o andamento da construção, a rigidez do edifício aumenta, provocando a concentração dos pontos na área central do gráfico. Após a quinta laje observa-se que não ocorre mais significativa dispersão de recalques e que a redistribuição de carga é menor que 20%, aproximadamente. Este efeito ocorre independentemente do tipo de fundação, quantidade ou diâmetro das estacas.



Fig. 13 - Variação da redistribuição de carga com a dispersão dos recalques (Maia et al., 2005).

6 – CONCLUSÕES

Os resultados apresentados indicam que o uso do sistema de medidas de recalque utilizando o princípio do Nível Terzaghi permitiu a obtenção de resultados satisfatórios. Além disto, os resultados obtidos permitiram a avaliação do efeito da interação solo-estrutura na redistribuição de cargas e no comportamento das fundações do edifício monitorado.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Construwork Engenharia por permitir a divulgação dos resultados.

8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida Neto, J. A. (2002). *Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega Aspectos executivos*. Dissertação de mestrado, Escola politécnica da Universidade de São Paulo, 174 p., São Paulo, Brasil.
- Alonso, U.R. (1991). *Previsão e controle das fundações*. Editora Edgard Blucher, 142 p., São Paulo, Brasil.
- Barros, R. A. (2005). Previsão e Controle de Recalques Durante a Construção de Edifícios. Dissertação de mestrado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, 118 p., Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Chamecki, S. (1954). *Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação*. Proc. COBRAMSEF, Vol. I, pp. 35-80, Porto Alegre, Brasil.
- Danziger, F. A. B.; Danziger B. R.; Crispel F. A. (2000). A medida dos recalques desde o início da construção como um controle de qualidade das fundações. Proc. SEFE IV, pp. 191-202, São Paulo, Brasil.
- Guimarães, L. J. N, e Gusmão Filho, J. A. (1994). Prática de fundações na Cidade de Recife Uma contribuição ao estudo de interação solo-estrutura. Relatório de Pesquisa, Iniciação Científica, CNPq, 50 p. Recife, Brasil.
- Gusmão Filho, J. A. (2002). *Fundações do conhecimento geológico à prática da engenharia*. Editora Universitária – UFPE, 345 p., Recife, Brasil.
- Gusmão Filho, J. A. e Guimarães, L. J. N. (1997). *Limit stiffness in soil structure interaction of building*. Proc. XIV ICSMFE, Ed. A.A. Balkema, Vol. 2, pp. 807-808, Hamburgo, Alemanha.
- Gusmão, A. D. (1994). Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. Solos e Rochas, Vol. 17, N. 1, pp. 47-55. São Paulo.
- Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J. A. (1994). Construction sequence effect on settlements of buildings. Proc. XIII ICOSOMEFE, Vol. 2, pp. 1803-1806, New Dehli, Índia.
- Gusmão, A.D.; Gusmão Filho, J. A. (1994a). *Avaliação da Influência da interação solo-estrutura*. Proc. X COBRANSEF, Vol.1, pp. 68-74, Foz do Iguaçu, Brasil.
- Lucena, A. E. F. L.; Bezerra, R. L.; Gusmão, A. D. (2004). Monitoramento de recalques de edifício sobre fundações diretas deste o início da construção e avaliação da interação solo-estrutura. Solos e Rochas, vol. 27, no. 3, pp. 215-230.

- Maia, P. C. A.; Barros R. A.; Saboya, F. (2004). Acompanhamento de Recalques de Fundação em Estacas Hélice na Região de Campos dos Goytacazes. Proc. SEFE V, Vol. 2, pp. 441-449, São Paulo, Brasil.
- Maia, P. C. A.; Barros R. A.; Saboya, F. (2005). Control and Prediction of the Pile Foundations Behavior Through Settlement Measures. Proc. XVI ICSMGE, 4 p., Boston-USA.
- NBR-6122/96 (1996). *Projeto e Execução de Fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT, Norma Técnica, 33 p., São Paulo, Brasil.
- Simons N. E.; Menzies, B.K. (1981). *Introdução a Engenharia de Fundações*. Ed. Interciência, 199 p., Rio de Janeiro, Brasil.
- Skempton A. W.; MacDonald D. H. (1956). Allowable settlements of buildings. Proc. Institution of Civil Engineers, Part 3, vol. 5, pp. 727-768, London, England.
- Teixeira, L.M. (2000). Ocorrência de solos moles na região metropolitana de Campos dos Goytacazes – Um enfoque probabilístico. Dissertação de mestrado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF– RJ, 59 p., Campos dos Goytacazes, Brasil.
INFLUÊNCIA DE FILITOS NO PADRÃO DE FLUXO E NA ESTABILIDADE DE TALUDES DE CAVAS A CÉU ABERTO

Phyllite influence on the pattern of flow and on slope stability of open pit mining

Leonardo Carvalho Ventura* Luis de Almeida Prado Bacellar**

RESUMO – O trabalho objetivou analisar as possíveis influências que os filitos da formação Batatal proporcionam, atuando como barreiras hidráulicas, tanto no padrão do fluxo hídrico, como também, na estabilidade dos taludes das cavas finais das minas do Tamanduá, Pico e Capitão do Mato, situadas no Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. Foi feita uma compilação de parâmetros hidrodinâmicos e de resistência ao cisalhamento dos diversos litotipos encontrados nestas cavas. Tais dados substanciaram uma modelagem matemática 2D por diferenças finitas do padrão de fluxo em seções geológicas representativas destas minas e a análise da estabilidade por três métodos de equilíbrio limite (Janbu, Bishop, Morgenstern Price) em 6 cenários diferentes de padrão de fluxo. A análise da condição de estabilidade acoplada à análise de percolação se mostrou eficaz para o objetivo proposto. As componentes verticais de fluxo são relevantes para o nível de segurança de taludes e podem condicionar rupturas locais. O emprego dos valores de condutividade obtidos por retro-análise de modelos hidrogeológicos sugere a possibilidade de ocorrer fluxo pela Formação Batatal.

SYNOPSIS – This work intends to analyze the possible influences caused by the phyllites of the Batatal formation which act as hydraulic barriers on the flow pattern as well as in the slope stability of the bottom pit of the Tamandua, Pico and Capitao do Mato mines, located in the Quadrilatero Ferrifero region, in Minas Gerais State, Brazil. Hydrodynamic parameters and shear strength of various materials found in these pits was gathered in order to provide a 2D mathematical modelling of the flow pattern through finite differences method. The slope stability analyses condition coupled with flow analyses showed to be efficient for the proposed objective. The vertical flux components are relevant to the security level of the slopes and can determine local ruptures. The use of the conductivity values obtained through groundwater modelling back-analysis suggests the likely occurrence of flow through the Batatal formation.

PALAVRAS CHAVE - Estabilidade de taludes, padrão de fluxo, cava a céu aberto, filito.

1 – INTRODUÇÃO

Os litotipos de condutividade hidráulica baixa são considerados condicionantes da estabilidade dos taludes pois podem se comportar como barreiras hidráulicas geológicas, favorecendo muitas vezes o desenvolvimento de fluxos com forte componente vertical e elevados gradientes hidráulicos (Patton e Hendron, 1974; Freeze e Cherry, 1979), podendo levar a rupturas locais como globais.

^{*} Mestre em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto – MG, Brasil; Diretor, Geoestável Consultoria e Projetos. E-mail: leonardo.ventura@geoestavel.com.br

^{**} Doutor, Professor do Departamento de Geologia, Universidade Federal de Ouro Preto- MG, Brasil. E-mail: bacellar@degeo.ufop.br

As consequências das barreiras hidráulicas, que podem assumir diversas dimensões, orientações espaciais e geometrias, ainda não têm sido muito avaliadas quantitativamente. Neste artigo objetiva-se contribuir para o conhecimento da possível influência dos filitos da Formação Batatal ao atuar como barreiras hidráulicas, tanto no padrão do fluxo hídrico, como na estabilidade dos taludes de cavas de céu aberto na região do Quadrilátero Ferrífero (Figura 1), no estado de Minas Gerais, sudeste do Brasil. Estas influências serão avaliadas a partir de análises das condições de taludes das cavas das minas de minério de ferro do Pico, Tamanduá e Capitão do Mato, todas de propriedade da companhia VALE, situadas no flanco leste do Sinclinal Moeda (Dorr, 1969), a sudeste de Belo Horizonte (Figura 1), capital do estado.



Fig. 1 – Mapa geológico da região Quadrilátero Ferrífero (modificado de Dorr, 1969).

O Quadrilátero Ferrífero (QF) ocupa uma área de aproximadamente 7.190 km², encontrando-se parcialmente inserido no extremo sudeste do Cráton do São Francisco e parcialmente na faixa Araçuaí, de idade brasiliana (Alkmin & Marshak, 1998). A estratigrafia do QF consiste nas seguintes unidades geológicas: complexos granítico-gnáissicos arqueanos (embasamento); seqüência vulca-nossedimentar arqueana (Supergrupo Rio das Velhas); seqüência metassedimentar proterozóica (Supergrupo Minas) e coberturas sedimentares recentes.

2 – MÉTODOS

Inicialmente, fez-se uma compilação de dados de caracterização geológico-geotécnica e hidrogeológica para as áreas das cavas a céu aberto das minas do Tamanduá, Pico e Capitão do Mato, com destaque para as condições litológicas, estruturais/geomecânicas e hidrogeológicas, principalmente das formações Batatal e Cauê, do Supergrupo Minas. Foram analisados e revistos os dados fornecidos pela VALE, como: mapas topográficos; geometria prevista para as cavas finais; relatórios geológicos e geotécnicos (parâmetros de resistência); dados climáticos e hidrogeológicos (dados piezométricos, vazões de surgências e cursos de água e parâmetros hidrodinâmicos).

Com base no tratamento destes dados, foram selecionadas três seções geológica-geomecânicas representativas das situações típicas para cada mina (seções verticais SE-8750, SE-8850 e SE-9000, do talude leste da Mina do Tamanduá; as seções SV-8250, SV-8350 e SV-8500, do talude sudeste da Mina do Pico; e as seções SVC-4100, SVC-4300 e SVC-4800, do talude nordeste da Mina Capitão do Mato), todas com regime de fluxo influenciado por barreiras hidráulicas exercidas pelas rochas da Formação Batatal.

A modelagem das condições de fluxo destas seções foi realizada pelo método dos elementos finitos, com o programa SEEP/W®, em regime de fluxo permanente e com discretização do modelo em malhas de elementos triangulares; as seções geológicas se estenderam até os divisores de água superficiais, assumidos como coincidentes com os divisores de água subterrâneos e, portanto, modelados como fronteira impermeável (vazão nula); as extremidades de jusante e inferior (fronteiras inferior e jusante) das seções foram posicionadas a uma distância média de 80 m do centro e entre 90 e 100 m do "bottom pit", respectivamente, também como fronteiras impermeáveis. Para o "bottom pit" de cada seção considerou-se que os nós de superfície dos elementos da malha possuem a carga de pressão nula em virtude da condição imposta pela eficiência dos poços de rebaixamento instalados na formação ferrífera (Formação Cauê). O restante da superfície dos taludes acima do "bottom pit" foi considerada como do tipo vazão definida, com valor equivalente à taxa de recarga anual em cada litologia. Foram empregados dados dos instrumentos de medida do nível de água e curvas características de cada unidade para calcular a recarga por retro-análise em condições de fluxo permanente.

Baseando-se em dados de campo (e.g.: Scarpelli, 1994), assumiu-se que a frequência das descontinuidades nas unidades geológicas, inclusive na Formação Batatal, é de tal ordem que as mesmas possam ser tratadas como um meio fraturado com porosidade equivalente (Bear & Verruijt, 1987), possibilitando o emprego de método dos elementos finitos.

Os parâmetros hidrodinâmicos empregados foram obtidos a partir do tratamento de dados fornecidos pela VALE. A análise das condições de estabilidade foi executada através do programa SLOPE/W[®], incorporando-se, de forma acoplada, os resultados prévios simulados com o programa SEEP/W[®]. A estabilidade dos taludes foi determinada utilizando-se os métodos de equilíbrio limite Bishop, Janbu e Morgenstern Price. Apesar dos taludes serem constituídos por maciços rochosos variavelmente fraturados e intemperizados, assumiu-se que o equilíbrio-limite seria adequado para analisar o grau de estabilidade (Ventura, 2009), como é comum nas minas da região (Silva, 2006; e Zea Huallanca, 2004).

Ao final, foram apresentadas as possíveis influências nas condições de fluxo e nos coeficientes de segurança com a variação da condutividade hidráulica dos filitos.

3 – CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS

3.1 - Caracterização geológica

Os litotipos que formam os maciços das minas do Tamanduá do Pico e Capitão do Mato (Figura 2) são constituídos pelo Grupo Caraça (Formações Moeda e Batatal), Unidade Transicional (seqüência vulcano-sedimentar entre as formações Batatal e a Cauê), Grupo Itabira (Formações Cauê) e diques máficos.

A Formação Moeda, na base desta sequência de idade proterozóica superior, é composta por quartzitos de granulometria variada, normalmente fina a média, com níveis grossos a microconglo-



Fig. 2 – Fotos aérea das minas do Tamanduá (Fonte: VALE), do Pico (Fonte: Google Earth) e Capitão do Mato (Fonte: VALE).

meráticos, que constituem um aquífero com porosidade fissural. Sobreposta a esta unidade, ocorre a Formação Batatal, composta por filitos sericíticos, dolomíticos, quartzosos e carbonosos e por lentes descontínuas de metachert. Filitos dolomíticos e quartzosos e camadas e lentes de metachert constituem a Unidade Transicional Vulcano-Sedimentar, segundo OPGPM (2005) e Suckau (2005). A esta unidade se sobrepõe os itabiritos e corpos hematíticos da Formação Cauê, de onde é extraído o minério de ferro e que constitui bom aqüífero, ao menos na área das minas (MDGEO 2005 a, b e c). O filito Batatal é tido como uma eficiente barreira hidráulica entre os aqüíferos das formações Moeda e Cauê (Silva, 2006), não obstante a presença de camadas e lentes de metachert no seu interior e na unidade transicional.

Cortando a estruturação regional, especialmente na mina Capitão do Mato, ocorrem diques máficos intrusivos (de espessura métrica a decamétrica), de filiação gabróica. Estes diques normalmente atuam como uma eficiente barreira hidraúlica (OPGPM, 2005).

Como as minas se situam em flanco de um grande sinclinal, estas unidades geológicas apresentam acamamento com mergulhos elevados. Na mina do Tamanduá, a seqüência estratigráfica encontra-se invertida por dobramento, pois as unidades das formações Cauê e Batatal mergulham para leste-sudeste, sob o Quartzito Moeda, mais antigo.

Para o aprofundamenteo destas cavas é preciso em certo momento iniciar o rebaixamento do aquífero Cauê, resultando em elevados gradientes hidráulicos entre este e o aquífero Moeda, aumentando o risco a escorregamentos.

3.1.1 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento

A partir da setorização geológico-geomecânica adotada nas minas embasada no levantamento sistemático de dados de graus de alteração (IPT, 1984) e de coerência das rochas (Guidicini *et al.,* 1972) e nas classes de maciços rochosos de Bieniawski (1989), efetuou-se uma compilação de parâmetros de resistência ensaiados para os litotipos presentes nas minas e uma posterior consolidação (Quadro 1).

Material /				Ensaios				
Classifi	cação	$\gamma_{nat}/\gamma_{sat}$	Para	lela	Para	Considerados		
Geotécnica*			c' (kN/m ²)		c' (kN/m ²)	φ ' (°)	(Unid.)	
ES	V/VI	18/20				21,0	3	
(Filito	IV	20/22			101,7	32,9	5	
(Fillo Sericítico)	III	23/24			174,0	38,3	4	
Serience)	II	28/28			1300,0	49,0	1	
ED (E:1:4-	VI	18/20			47,8	21,2	8	
Dolomítico)	V	19/20			52,7	26,1	7	
	IV	20/22			116,1	29,4	8	
VI		20/22			29,4	20,1	7	
QZ	V	20/22			29,1	30,5	3	
(Quartzito)	IV	22/22			40,7	37,5	8	
-	II/III	24/26			970,0	55,3	3	
ov	VI	20/22			29,4	20,1	-	
QA (Ouantrita	V	20/22			29,1	30,5	_	
(Quartzito	IV	22/22			40,7	37,5	_	
inicaceo)	III	24/26			727,5	51,8	_	
ШМ	V/VI	37/40			69,0	36,8	18	
(Hematitas)	III/IV	40/44			229,6	40,3	4	
(Incinatitas)	II	45/50			366,7	44,0	3	
IB	VI/V	25/28	16,6	34,7	51,8	36,6	10 e 12	
(Itabiritos)	III/IV	30/30	31,4	34,1	83,5	40,3	5 e 4	
AIF (Itabirito Argiloso)	V/VI	22/24			83,3	33,0	3	
MCH (Metachert)	V/VI	24/25			56,6	31,7	5	
B (Básica)	VI	19/19			36,5	30,9	6	

Quadro 1 - Consolidação dos parâmetros de resistência dos litotipos encontrados nas minas.

Nota: *Adaptado de Bieniawski (1989).

3.1.2 – Parâmetros hidrodinâmicos dos maciços

A definição das propriedades hidrodinâmicas (condutividade hidráulica e armazenamento) de cada material foi baseada essencialmente na litologia, mas algumas unidades litológicas mapeadas foram agrupadas, quando mostravam semelhança litológica entre si ou quando apareciam em corpos diminutos, irrelevantes na escala de discretização dos modelos numéricos.

A partir de modelos numéricos hidrogeológicos efetuados nas minas (MDGEO, 2005a,b,c), as diversas litologias mapeadas foram agrupadas, conforme suas propriedades hidrodinâmicas, resultando em 11 grupos de materiais (Quadro 2).

Material	Kx (m/dia)	Ky (m/dia)	Kz (m/dia)	Ss (m ⁻¹)	Sy
Itabirito (IB) e Hematita média (HM)	2,4166	1,1041	1,4166	0,00004	0,0850
Itabirito (IB) e Hematita macia (HM)	1,5000	0,7500	1,0000	0,00004	0,2500
Itabirito Compacto (IB)	3,1666	1,4583	1,8333	0,00004	0,0633
Itabirito Argiloso (AIF)	0,5333	0,4083	0,5333	0,00004	0,0150
Hematita Compacta (HM)	3,7500	1,6875	2,2500	0,00006	0,0900
Filito Dolomítico (FD)	0,0009	0,0009	0,0009	0,00005	0,0050
Filito Sericítico (FS)	0,0010	0,0010	0,0010	0,00005	0,0050
Quartzito Moeda (QZ e QX)	0,1333	0,1366	0,1333	0,00005	0,0203
Rocha Básica Intrusiva (B)	0,0003	0,0003	0,0003	0,00004	0,0036
Metachert (MCH)	0,1333	0,1333	0,1333	0,00005	0,0100
Coberturas e brechas	3,0000	3,0000	3,0000	0,00005	0,1000

Quadro 2 – Consolidação dos parâmetros de condutividade hidráulica, coeficientes de armazenamento específico (Ss) e porosidade efetiva (Sy) dos maciços das minas.

3.1.3 – Determinação das curvas características das litologias

Para cada material, assumiu-se que na zona não saturada a condutividade hidráulica varia com a sucção de acordo com o modelo de Fredlund e Xing (1994). Com os valores consolidados de condutividade hidráulica saturada vertical (Quadro 2) de cada material aplicou-se o método de Fredlund e Xing (1994), utilizando a interface disponível do SEEP/W[®] para obter a curva de variação da condutividade com a sucção (Figura 3).



Fig. 3 – Curvas características dos litotipos das minas Tamanduá, Pico e Capitão do Mato.

Assumiu-se que o fluxo da zona não saturada obedece à Equação de Richards (Ventura, 2009) e que a condutividade hidráulica pode ser obtida através de procedimentos usualmente empregados para materiais inconsolidados e com porosidade intergranular, como no modelo de Fredlung e Xing (1994). Face ao desconhecimento das condições reais de permo-porosidade, adotou-se para todos os materiais uma curva representativa de materiais arenosos do banco de dados do SEEP/W[®]. Este procedimento simplificado resultou em curvas com formas semelhantes, deslocadas no eixo y em função de variações da condutividade hidráulica saturada. Este tipo de abordagem tem sido aplicada para meios fraturados, pela dificuldade de se empregar modelos mais sofisticados e também por ser preferível seu emprego que assumir valores constantes de condutividade na zona não saturada (Liu *et al.*, 2002). Portanto, na modelagem de fluxo, a recarga foi obtida por retroanálise variando-se os valores de vazão nas células da fronteira superior das seções (Quadro 4), conside-rando-se os valores de condutividade as respectivas curvas características e demais condições de contorno já discutidas, até serem reproduzidas as cotas médias de nível de água determinadas em campo.

4 – ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE BARREIRAS HIDRÁULICAS

As análises foram desenvolvidas nas nove seções geológico-geomecânicas representativas para as geometrias das cavas finais de exaustão previstas e fornecidas em 2007 pela VALE (Figura 4).



Fig. 4 – Localização das seções verticais SE-8750, SE-8850 e SE-9000, na cava da mina do Tamanduá; SV-8250, SV-8350 e SV-8500, da mina do Pico; e SVC-4100, SVC-4300 e SVC-4800 da Mina Capitão do Mato.

As particularidades litológicas e geométricas de cada seção geotécnica estão apresentadas no Quadro 3.

A definição da condição de contorno para o fluxo na região superior dos taludes (taxa de recarga), onde predominam o filito Batatal e o quartzito Moeda, foi determinada a partir dos dados de monitoramento dos indicadores de nível de água apresentados por Ventura (2009).

A condição de fronteira do tipo vazão definida para a superfície dos taludes foi determinada da seguinte forma. O nível médio da água subterrânea (NA) foi obtido a partir da projeção nas seções de medidas obtidas em piezômetros e indicadores de nível de água situados nas proximidades. O nível de água atual foi considerado representativo da situação final, porque o filito Batatal impossibilita grandes rebaixamentos e também pelo fato dos aquíferos já se encontrarem em geral muito rebaixados em relação à situação esperada quando da cava final. No modelo de fluxo, os valores de recarga para cada unidade geológica em cada seção foram obtidos por retro-análise, variando-se os valores de infiltração na fronteira superior das seções (Quadro 4) e empregando-se as respectivas curvas caraterísticas.

Seção Vertival		Espessura da	Camada (m)	Mergulho	Т	alude Glob		
		Filito Sericítico (FS)	Filito Dolomítico (FS)	Camada FS/FD (°)	Elevação Máxima (m)	Elevação Mínima (m)	Altura (m)	Observações
do duá	SE - 8750	30 a 40	20 a 30	70 a 80	1200	970	230	
ina	SE - 8850	55 a 70	50 a 60	70 a 80	1190	980	210	
Tar Tar	SE - 9000	40 a 50	55 a 70	70 a 80	1190	980	210	
	SV - 8250	70 a 80	25 a 35	85 a 90	1400	1230	170	
ina do Pico	SV - 8350	100 a 110	40 a 45	85 a 90	1456	1190	266	Presença de FS na camada de FD
Ŭ	SV - 8500	75 a 100	80 a 90	85 a 90	1405	1280	125	Presença de MCH na camada de FD
to C	SVC - 4100	145 a 160	75 a 80	60 a 70	1419	1120	299	
ina Ma	SVC - 4300	180 a 200	75 a 105	60 a 70	1415	1130	285	
M ob	SVC - 4800	95 a 110	50 a 60	60 a 70	1445	1240	205	

Quadro 3 – Particularidades litológicas e geométricas das seções verticais de análise.

Quadro 4 – Valores de recarga obtidos por retroanálise.

		Recarga do Aquífero (cm/s)										
Seção Geotécnica		Quartzitos (QZ e QX)	Formação Ferrífera (IB /HM)	Metachert (MCH)	Filitoso Dolomíticos (FD)	Filitos Sericíticos (FS)						
do łuź	SE - 8750	7,00E-06	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	1,52E-07						
nano	SE - 8850	3,00E-06	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	1,52E-07						
Tan Tan	SE - 9000	9,00E-07	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	1,52E-07						
op	SV - 8250	5,00E-07	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	1,52E-07						
Picc	SV - 8350	6,00E-07	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	1,52E-07						
Ϋ́	SV - 8500	4,50E-07	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	1,52E-07						
g C	SVC - 4100	_	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	4,80E-07						
Ma	SVC - 4300	—	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	4,00E-07						
M op	SVC - 4800	5,20E-07	5,05E-07	5,05E-07	1,52E-07	4,00E-07						

A simulação em regime de fluxo permanente de cada seção (modelagem 2D) envolveu a análise em cinco cenários distintos, objetivando compreender a influência da condutividade hidráulica da Formação Batatal no padrão de fluxo e nas condições de estabilidade de taludes. O cenário inicial (1) apresenta condições de fluxo definidas a partir dos parâmetros hidrodinâmicos consolidados (Quadro 2), e a calibração do NA de acordo com os dados de monitoramentos piezométricos (Ventura, 2009). Os Cenários 2 e 3 tiveram os valores da condutividade hidráulica dos filitos Batatal reduzidos em 5 e 10 vezes, respectivamente, em relação ao cenário 1. Já nos cenários 3 e 4 os valores da condutividade hidráulica destes materiais foram majorados em 5 e 10 vezes, respectivamente.

A magnitude de variação da condutividade hidráulica por cenários foi determinada com base nos dados de descontinuidades dos maciços rochosos em filitos da Formação Batatal levantados por Scarpelli (1994). Assim, a partir desses dados e da Lei Cúbica (Snow, 1969), estimaram-se possíveis variações dos valores de condutividade nestes maciços (filitos sericíticos e dolomíticos) devido às descontinuidades no maciço (Ventura, 2009). Os valores de condutividade extremos empregados nas modelagens, sobretudos os mais altos, chegam a ser pouco realistas, mas foram usados para simular o efeito da Formação Batatal nas condições de fluxo.

A título de exemplo, as condições de fluxo estabelecidas nas seções SE-8850 e SVC-4300 em alguns dos cenários são apresentadas nas Figuras 5 e 6, respectivamente. Estas seções se distinguem

por apresentar camadas menos permeáveis (dique de rocha básica na SE-8850) e mais permeáveis (camada de metachert na SVC- 4300) junto aos filitos da Formação Batatal.



Fig. 5 – Seção SE-8850 da Mina do Tamanduá – Cenários 1, 2 e 4, respectivamente. Em cada seção, o comprimento das setas é proporcional a magnitude de fluxo.



Fig. 6 – Seção SVC-4300 da Mina Capitão do Mato – Cenários 1, 2 e 4, respectivamente. Em cada seção, o comprimento das setas é proporcional a magnitude de fluxo.

De forma geral, o comportamento do NA em todas as seções mostrou-se coerente, pois nos materiais com condutividade hidráulica elevada, como os quartzitos e metacherts, e baixa, como os filitos, o gradiente hidráulico é baixo e alto, respectivamente (Figura 6). Verificou-se também que as camadas de metachert exercem importante função drenante nos filitos da Formação Batatal.

Em taludes de grande porte, a posição e a espessura das barreiras hidráulicas condicionam fortemente o nível de saturação da superfície do talude, estabelecimento do NA em porções superiores. Em situações em que uma barreira mais espessa encontra-se na posição subvertical e aflorando nas porções altas do talude, há grandes possibilidades da porção intermediária e, principalmente, a inferior apresentar-se em condições de elevada saturação, maior grau de saturação. Outra situação de elevada saturação pode ser configurada quando há espessas camadas de barreiras hidráulicas dificultando que o NA a montante seja afetado pelo rebaixamento realizado no fundo da cava.

A partir da modelagem de fluxo, avaliou-se a condição de estabilidade de cada seção utilizando o programa SLOPE/W[®] com os métodos de equilíbrio limite: Bishop Simplificado (Bishop, 1955), Janbu Simplificado (Janbu, 1968) e Morgenstern e Price (1965). Para este último, adotou-se a função de meia senoide (*Half-sine function*).

As avaliações de estabilidade foram desenvolvidas para seis cenários distintos. Para cada ce nário em cada seção geológica, avaliou-se a variação dos coeficientes de segurança em duas superfícies de ruptura. A primeira é a superfície crítica, gerada automaticamente para aquela correspondente ao menor fator de segurança. A segunda foi especificada como aquela que mobilizasse maior números de bancos do talude (ruptura global) e interceptasse, obrigatoriamente, o nível de água na condição de calibração inicial (cenário 1). Esta segunda superfície foi considerada, uma vez que em algumas seções da mina do Pico e Capitão do Mato a superfície crítica não intercepta o NA, impossibilitando a análise da influência do padrão de fluxo na estabilidade.

Nos cenários 1 ao 5 foi analisada a estabilidade para as respectivas análises de fluxo, empre - gando-se os parâmetros de resistência consolidados no Quadro 1. No cenário 6 repetiu-se as condi - ções do cenário 1, porém assumiu-se uma carga hidráulica invariável na vertical (equipotenciais de

fluxo verticais), como é comum em análises de estabilidade, que normalmente não dispoem de modelagens de fluxo. Este cenário serviu, portanto, para balisar a influência de componentes de fluxo ascendentes e descendentes na estabilidade dos taludes.

Nas figuras 7 e 8 e nas figuras 9 e 10 são apresentados alguns exemplos de resultados de análise de estabilidade (seções SE-8850 e SVC-4300, respectivamente) obtidos para tais cenários considerandos as duas superfície de ruptura analisadas.



Fig. 7 – Seção SE-8850 da Mina do Tamanduá – Superfície crítica, análise de estabilidade dos Cenários 1, 2, 4 e 6, respectivamente.



Fig. 8 – Seção SE-8850 da Mina do Tamanduá – Superfície 7242, análise de estabilidade dos Cenários 1, 2, 4 e 6, respectivamente.



Fig. 9 – Seção SVC-4300 da Mina Capitão do Mato – Superfície crítica, análise de estabilidade dos Cenários 1, 2, 4 e 6, respectivamente.



Fig. 10 – Seção SVC-4300 da Mina Capitão do Mato – Superfície 3930, análise de estabilidade dos Cenários 1, 2, 4 e 6, respectivamente.

Os valores dos fatores de segurança obtidos para os seis cenários analisados nas três seções de cada mina, considerando a ruptura crítica e a global, são mostrados no Quadro 5.

		F. S. – Método de Elemento Finito																		
	Seção	Cená		Cenário 1 Cenário 2		С	Cenário 3		С	Cenário 4		Cenário 5			Cenário 6					
Vertical	Superf. Ruptura	Bishop	Janbu	M. Price	Bishop	Janbu	M. Price	Bishop	Janbu	M. Price	Bishop	Janbu	M. Price	Bishop	Janbu	M. Price	Bishop	Janbu	M. Price	
лá	SE 8750	Crítica	2,198	2,184	2,243	2,038	1,889	1,988	2,030	1,866	1,985	2,247	2,174	2,242	2,231	2,165	2,227	2,244	2,178	2,240
andı	3E - 8750	10651	2,488	2,358	2,509	2,478	2,347	2,499	2,476	2,346	2,500	2,519	2,395	2,540	2,553	2,434	2,574	2,478	2,355	2,499
Tam	SE - 8850	Crítica	1,109	1,025	1,141	1,186	1,063	1,229	1,234	1,095	1,281	1,090	0,976	1,136	1,093	0,983	1,134	1,078	0,997	1,109
P		7242	1,433	1,400	1,431	1,493	1,451	1,490	1,480	1,444	1,526	1,434	1,401	1,432	1,458	1,428	1,456	1,530	1,507	1,531
Aina	SE - 9000	Crítica	0,803	0,681	0,816	0,782	0,658	0,794	0787	0,649	0,791	1,423	1,233	1,428	1,597	1,453	1,614	0,937	0,804	0,953
~	51 9000	5288	0,965	0,886	0,958	0,943	0,864	0,936	0,939	0,860	0,932	1,756	1,644	1,751	1,790	1,672	1,782	1,125	1,037	1,117
	SV - 8250	Crítica	1,352	1,281	1,344	0,916	0,820	0,929	0,890	0,791	0,905	1,344	1,281	1,352	1,342	1,278	1,349	1,343	1,280	1,350
IC.		8106	1,444	1,294	1,418	1,087	0,960	1,118	1,112	0,970	1,150	1,435	1,309	1,459	1,435	1,309	1,459	1,417	1,293	1,443
do P	SV - 8350	Cítica	1,291	1,225	1,281	1,000	0,813	0,997	0,833	0,775	0,846	1,281	1,225	1,291	1,281	1,225	1,291	1,274	1,236	1,282
ina		6832	1,607	1,398	1,579	1,276	1,072	1,320	1,256	1,053	1,301	1,579	1,398	1,608	1,579	1,398	1,608	1,579	1,398	1,601
Σ	SV - 8500	Crítica	1,101	1,038	1,057	0,671	0,620	0,684	0,684	0,599	0,662	1,094	1,038	1,101	1,094	1,038	1,101	1,094	1,025	1,100
	5. 0000	2613	1,164	1,051	1,156	0,730	0,643	0,753	0,713	0,628	0,736	1,164	1,063	1,171	1,167	1,060	1,175	1,155	1,052	1,164
	SVC - 4100	Crítica	0,856	0,787	0,847	0,349	0,329	0,357	0,253	0,247	0,258	0,933	0,889	0,941	0,928	0,887	0,937	0,846	0,786	0,855
Mat	576 1100	1936	0,898	0,815	0,899	0,882	0,803	0,868	0,789	0,719	0,777	1,071	0,962	1,060	1,074	0,964	1,063	0,899	0,816	0,899
op	SVC 4300	Crítica	0,870	0,817	0,872	0,649	0,599	0,650	0,647	0,597	0,648	0,996	0,957	0,993	1,002	0,961	0,998	0,863	0,816	0,860
U.	370 - 4500	3930	0,989	0,949	1,001	0,732	0,679	0,725	0,730	0,677	0,723	1,240	1,154	1,216	1,256	1,166	1,231	1,001	0,946	0,988
Min:	SVC 4800	Crítica	1,084	1,039	1,068	0,726	0,687	0,742	0,666	0,637	0,682	1,068	1,039	1,084	1,071	1,041	1,086	1,102	1,063	1,121
	570 - 4000	1587	1,258	1,179	1,250	0,830	0,755	0,838	0,808	0,731	0,817	1,270	1,196	1,277	1,270	1,196	1,277	1,243	1,172	1,251

Quadro 5 - Fatores de segurança para cada cenário em cada seção geotécnica.

Como esperado, o comportamento do fluxo e os fatores de segurança são diferentes nas três minas, em função especialmente das características geológico-geotécnicas dos materiais e da geometria dos taludes das cavas. As superfícies de ruptura mais profundas e com menores F.S. foram encontrados na mina Capitão do Mato, que apresenta os taludes globais mais íngremes (Quadro 3). Os fatores de segurança para a situação da cava final foram às vezes inferior a 1,0, indicando a necessidade da adoção de medidas de controle para manter a estabilidade no futuro.

Ao se comparar os três métodos de equilíbrio limite, tem-se que os valores médios de FS obtidos pelo método de Janbu são menores (Quadro 6), mais conservadores. Os resultados obtidos pelos métodos de Bishop e Morgenstern Price são similares, sendo que o último é tradicionalmente considerado mais acurado. Esta similaridade é explicada pelo fato de que em rupturas circulares as forças entre as lamelas deixam de ser contempladas no método de Morgenstern Price.

Quadro 6 - Comparativo	de valores	médios dos F.S.	por método	de equilíbrio	limite
------------------------	------------	-----------------	------------	---------------	--------

Bishop	é maior	Janbu	é maior	Morgenstern Price é maior				
Janbu	M. Price	Bishop	M. Price	Bishop	Janbu			
7,46%	- 0,65%	- 8,24%	- 8,97%	0,63%	8,03%			

Obs: O sinal negativo indica resultado menor.

A variação imposta na condutividade hidráulica dos filitos dolomíticos e sericíticos da Formação Batatal proporcionou diferentes condições de fluxo subterrâneo e de configuração do NA, que, consequentemente, promovem alterações na geometria e localização das superfícies de rupturas críticas. Por exemplo, observa-se uma tendência de superfícies de rupturas críticas mais rasas em maciços drenados e mais profundas em maciços com maior nível de saturação.

A presença de unidades mais permeáveis no interior das camadas dos filitos Batatal, como o metachert, proporciona um efeito benéfico quanto à segurança, pois rebaixa muito o NA (por exemplo, o cenário 1 da Figura 7). Porém, as menos permeáveis, como os diques básicos, causam o inverso, e tendem a criar fluxos ascendentes a montante. Este fenômeno fica bem demonstrado na seção SE-8850 (Figura 5), da mina do Tamanduá, que apresenta o menor F.S. desta mina (Quadro 5).

A variação dos fatores de segurança (Quadro 5) mostra uma tendência geral esperada, uma vez que ao reduzir os valores das condutividades dos filitos (cenários 2 e 3) tem-se a elevação do nível freático, com redução da percolação de água pelos filitos e, consequentemente, a redução dos níveis de segurança. A elevação do nível freático proporciona a saturação de setores do filito antes não saturados, levando à diminuição das tensões efetivas. Outro aspecto relevante para a redução dos coeficientes de segurança foi o aumento dos fluxos ascendentes nos quartzitos da Formação Moeda imediatamente a jusante dos filitos, reduzindo a resistência ao cisalhamento. Esta afirmativa pode ser comprovada, uma vez que as rupturas críticas obtidas em algumas seções para os cenários 1, 4 e 5 estão localizadas nos primeiros bancos do talude (sopé), podendo ser consideradas como rupturas rasas, diferentemente daquelas obtidas para os cenários 2 e 3 (maiores níveis de saturação dos filitos), que passaram a ser mais profundas e localizadas em bancos intermediários (imediatamente a montante dos filitos), submetidos a fluxos ascendentes.

Quando a condutividade hidráulica dos filitos foi majorada (cenários 4 e 5), obteve-se uma tendência geral de acréscimo de percolação nos filitos com o rebaixamento do NA e consequente - mente o aumento dos coeficientes de segurança. Este comportamento pode ser justificado, também, pela baixa presença ou inexistência de fluxos ascendentes (por exemplo, a Figura 6). A única exceção a essa afirmativa é a seção SE-8850, da mina do Tamanduá, em decorrência do dique diabásio na base do talude (Figura 5). Porém, de modo geral, ressalta-se que os resultados destes cenários mostraram configurações da superfície freática incompatíveis com a realidade de campo, mas que foram aqui apresentados para análise das tendências.

Logo, a posição do NA é muito influenciada pela condutividade hidráulica do Filito Batatal. Quando esta é reduzida em 5 vezes (cenário 2) ou aumentada em 5 vezes (cenário 4), a posição do NA altera-se muito. Porém, o NA e os valores de F.S. variam menos entre os cenários 2 e 3 e também entre o 4 e o 5.

Os valores dos F.S. da seção SE-8850 da mina do Tamanduá (Quadro 5) possuem a mesma tendência entre os cenários. Mas esta seção apresenta uma particularidade em relação às demais, que é a presença de um dique de diabásio aflorando no fundo da cava e na primeira bancada do talude, que provoca condições de fluxo subterrâneo atípicas. As superfícies de rupturas críticas de todos os seis cenários analisados possuem formas semelhantes e estão mobilizando o primeiro talude inter-rampas que possui três bancadas constituídas de filitos dolomíticos e uma constituída de itabiritos argilosos, que está em contato com o dique. Os F.S. referentes às superfícies críticas dos cenários 2 e 3 (Quadro 5) são superiores devido ao reduzido fluxo subterrâneo ascendente nos itabiritos argilosos entre a camada de filitos dolomíticos e o dique. A delgada camada de itabiritos argilosos apresenta-se, ainda, em condições de menor saturação que os demais cenários. Nas situações em que as camadas de filitos são mais permeáveis, cenários 4 e 5, permitindo maior percolação de água por estas, há a possibilidade do aparecimento de condições de fluxos ascendentes no itabirito argiloso devido à barreira imposta pelo dique (cenário 4 da Figura 5), na qual em situações de fluxo ascendente a tensão efetiva passa a ser menor e tem como consequência a redução dos F.S.

As análises do cenário 6, com o fluxo horizontalizado (equipotenciais verticais), mostraram F.S. similares às do cenário 1. Porém, nas situações em que há elevadas componentes verticais de fluxo, os F.S. do cenário 6 tendem a variar significativamente se comparado com os daquele

cenário. Esta questão está diretamente relacionada com as componentes verticais de fluxo, ignoradas no cenário 6. Desconsiderando-se os fundos das cavas ("botom pit"), com menor suscetibilidade a escorregamentos devido a maior resistência dos maciços rochosos aí encontrados na cava final (na Formação Cauê), fluxos ascendentes no cenário 1 só foram identificados nos taludes da mina Tamanduá imediatamente a montante do filito sericítico da Formação Batatal. O maior F.S. no cenário 6 nas seções desta mina se deve a desconsideração dos fluxos ascendentes, levando a uma superestimação do F.S.. Nos casos em que o valor adotado de condutividade hidráulica do filito Batatal foi mais baixo (cenários 2 e 3) este problema se mostrou ainda mais grave, pois as subpressões foram mais expressivas. Nestes casos, a prática usual em análises de estabilidade por equilíbrio-limite de se considerar o potencial hidráulico constante na vertical pode levar a um subdimensionamento dos F.S..

Como previsto pela teoria, variações de condutividade hidráulica em contatos litológicos levam a refração das linhas de fluxo (por exemplo, cenário 4 da Figura 6). Estas pequenas refrações podem proporcionar localmente fluxos com componentes ascendentes e acarretar pequenos movimentos de massa, não analisados neste estudo.

Dependendo da disposição espacial das camadas geológicas menos permeáveis, situações locais de fluxo ascendente podem se desenvolver, com redução das tensões efetivas pela força de percolação e, consequentemente, do fator de segurança dos taludes. Diminutas variações da condutividade hidráulica do maciço filítico podem suscitar elevação do NA, proporcionando também a redução do nível de segurança do talude.

Fluxos não saturados subverticais podem levar à diminuição do efeito da coesão aparente em maciços de baixa qualidade geomecânica. Porém, o programa SLOPE/W® não considera esta influência em sua rotina numérica. Com a elevação da saturação há também o aumento do peso específico do maciço. Esses processos podem reduzir as condições de segurança e resultar na ruptura do talude. Em maciços com maior grau de saturação, normalmente, a superfície de ruptura crítica passa a ser mais profunda que as superfícies configuradas em maciços drenados.

5 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste estudo efetuou-se análise paramétrica da possível influência das unidades pouco permeáveis da Formação Batatal nas condições de fluxo e de estabilidade. Cabe lembrar que o grande número de variáveis e incertezas dificultou o perfeito entendimento das reais influências no fluxo e na estabilidade de taludes. Mesmo com todas estas ressalvas, é possível concluir que:

- A análise da condição de estabilidade acoplada com os resultados da análise de percolação se mostrou eficaz para alcançar o objetivo principal proposto;
- A utilização de curvas características de condutividade indiretamente estimadas é preferível a assumir-se recarga uniformemente distribuída por todas as unidades geológicas, conforme a prática usual em modelagens de fluxo hídrico;
- O emprego dos valores de condutividade obtidos por retroanálise de estudos hidrogeológicos prévios (cenário 1) em modelos bidimensionais de fluxo sugere uma percolação considerável pela Formação Batatal. Este fluxo nem sempre é notado nos taludes das minas devido ao expressivo rebaixamento da superfície freática provocado pelas camadas de alta condutividade da Formação Cauê, pelo gradiente hidráulico elevado na Formação Batatal e, também, pelas unidades de metachert no interior desta formação. Os dados de piezômetros e de indicadores de nível de água em algumas das minas sugerem que algum grau de conexão

pode efetivamente existir por esta formação. Este fluxo tende a ocorrer espacialmente concentrado ao longo de falhas ou fraturas, por exemplo, e não difuso pela matriz rochosa, como assumido neste estudo. Contudo, levantamentos geomecânicos efetuados em outras minas de ferro da região do Quadrilátero Ferrífero (e.g.: Scarpelli, 1994) indicam que o espaçamento médio das diversas famílias de descontinuidades chega a ser decimétrico, reforçando a hipótese adotada e viabilizando a adoção do conceito dos meios de porosidade equivalente (Bear e Verruijt, 1987);

- Os fatores de segurança dos taludes se mostraram fortemente dependentes da condutividade hidráulica do filito Batatal, já que pequenas mudanças de seus valores proporcionaram variações expressivas no nível de segurança;
- As componentes verticais ascendentes de fluxo são relevantes para o nível de segurança de taludes e estas podem condicionar rupturas locais. Rupturas de maior dimensão são geralmente pouco afetadas por tais componentes, ao menos para as condições aqui assumidas, exceto a seção SE-8850 da mina do Tamanduá, que apresenta uma situação atípica, configurada por um dique de rocha básica;
- Da mesma forma, componentes verticais descendentes de fluxo, como as provocadas por camadas muito condutivas, como os metacherts, tendem a rebaixar a superfície freática e a aumentar significativamente os fatores de segurança;
- O fluxo hídrico subterrâneo obedece alguns princípios básicos da geotecnia, percolando pela trajetória que exige despender menor energia. Logo, há maior concentração deste em trechos com espessuras menores de camada com permeabilidade reduzida, conforme verificado nas análises desenvolvidas;
- Em situações onde há carga hidráulica elevada a montante de camadas de baixa condutividade desenvolvem-se gradientes hidráulicos elevados no interior dessas camadas e, em algumas situações, surgências de água no contato entre ambas;
- Com o aumento da condição de saturação, há, também, o aumento do peso específico, reduzindo as condições de segurança para a maioria dos casos e condicionando a posição e característica geométrica da ruptura crítica. Em maciços com maior grau de saturação, maior ângulo de inclinação do talude e menores parâmetros de resistência, a superfície de ruptura crítica passa a ser mais profunda;
- Muitas questões envolvendo as possíveis influências de barreiras hidráulicas no padrão do fluxo hídrico subterrâneo e na estabilidade dos taludes globais de cava a céu aberto ainda demandam maiores aprofundamentos. Em estudos futuros, recomenda-se um levantamento de detalhe em campo das descontinuidades no filito da Formação Batatal para serem tratados e aplicados em modelamentos de fluxos subterrâneo. Seria igualmente importante refinar o modelamento hidrogeoquímico e isotópico para melhor avaliar o grau de conectividade hídrica entre os aquíferos Moeda e Cauê, via Formação Batatal.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a VALE pelo apoio em fornecer dados e informações para a realização do estudo nas suas minas Tamanduá, Pico e Capitão do Mato, e a colaboração inestimável e essencial ao trabalho.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alkmin, F. F; Marshak, S. (1998). Transamazonian orogeny in the Southern São Francisco Craton region, Minas Gerais, Brazil: evidence for Paleoproterozoic collision and collapse in the Quadrilátero Ferrífero. Precambrian Research, 90: 29-58.
- Bear, J.; Verruijt, A. (1987). Modeling Groundwater Flow and Pollution. D.Reidel Publishing Company, 1987, 413 p.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classification. New York: John Wiley. V. 15, pp. 335-344.
- Bishop, A. W. (1955). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Géotéchnique, vol. 5, pp. 7-17.
- Dorr, J. V. N. (1969). Physiographic, Stratigraphic and Structural Development of the Quadrilátero Ferrífero, Brazil. U. S. Geol. Survey, Washington. 110 p.
- Fredlund, D. G.; Xing, A. (1994). *Equations for the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, 31 (3): 521-32.
- Freeze, R. A.; Cherry, J. A. (1979). Groundwater. New Jersey: Prentice Hall. 604 p.
- Guidicini, G., Nieble, C. M., Cordnides, A. T., Berrino, S. E.; Rodrigues, J. D. (1972). Um método de classificação geotécnica preliminar de maciços rochosos. In: Semana Paulista de Geologia Aplicada, 4, São Paulo. Anais. São Paulo: ABGE, v. 3, pp. 285-331.
- IPT (1984). Estudos Geológico-geotécnicos para caracterização e classificação de maciços rochosos para projetos de engenharia (túneis, lavra a céu aberto, e barragens). Instituto de Pesquisas Tecnológicas. São Paulo. (IPT – Relatório, 19569).
- Janbu, N. (1968). *Slope Stability Computations*. Soil Mechanics and Foundation Engineering Report. Technical University of Norway, Tronheim.
- Liu, H. H., Bodvarsson, G. S.; Hudson, D. (2002). Large-scale Constitutive Relationships for Unsaturated Flow in Fractured Rocks. Lawrence Berkeley National Laboratory Berkeley, CA e U.S. Geological Survey Sacramento, CA. 11 p.
- MDGEO (2005a). Relatório do modelo numérico do fluxo d'água subterrânea da Mina do Tamanduá. REL_MBR_TAM_05_05. Belo Horizonte: MBR, v.1.
- MDGEO (2005b). Relatório do modelo numérico do fluxo d'água subterrânea da Mina Capitão do Mato. REL_MBR_CMT_01_05. Belo Horizonte: MBR, v.6.
- MDGEO (2005c). Relatório do modelo numérico do fluxo d'água subterrânea da Mina do Pico. REL_MBR_PIC_011_05. Belo Horizonte: MBR, v.1.
- Morgestern, N. R.; Price, V. E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Geotechnique, vol. 15, pp. 79-93.
- OPGPM Ouro Preto Geologia e Pesquisa Mineral Ltda. (2005) *Geologia Estrutural da Mina Capitão do Mato MBR*. Nova Lima-MG, pp. 2-28.
- Patton, F. D.; Hendron Junior, A. J. (1974). General report on Mass Movements. In: Int. Congress of the IAEG, 2th, 1974, São Paulo. Proc. São Paulo: ABGE. v.2, pp. 1-57.

- Scarpelli, A. G. (1994). Classificação Geomecânica Aplicada a Avaliação da Estabilidade de Taludes em Minas de Ferro do Quadrilátero Ferrífero. Dissertação de Mestrado. São Carlos-SP, USP, 187 p.
- Silva, E. M. (2006). Análise de estabilidade de taludes em solos de alteração de rochas metamórficas do quadrilátero ferrífero. Dissertação de Mestrado. Viçosa-MG, UFV, pp. 38-87.
- Snow, D.T. (1969). Anisotropic permeability of fractured media. Water Resources Research 5(6), 1273–1289.
- Suckau, V. (2005). *Relatório de reavaliação de reservas das minas Tamanduá e Capitão do Mato.* Relatório para o DNPM.
- Ventura, L. C. (2009). Análise da influência de barreiras hidráulicas no padrão do fluxo e na estabilidade de taludes de cavas a céu aberto de minas de ferro do Quadrilátero Ferrífero, MG. Dissertação de Mestrado. Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, UFOP. Ouro Preto, pp. 10-221.
- Zea Huallanca, R. H. (2004). *Mecanismo de ruptura em taludes altos de mineração a céu aberto*. Dissertação de Mestrado. São Carlos, USP, pp. 3-32.

4º Seminário Português sobre Geossintéticos





Local e datas

Universidade de Aveiro 22 e 23 de Novembro de 2011

Programa

Curso:

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

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

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

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

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

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

Sessões de apresentação oral de trabalhos a submeter

Exposição técnica

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

Inscrições / Apoios

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

Contactos

Página Web: <u>http://4spgeo.web.ua.pt</u> E-mail: <u>4spgeo@ua.pt</u> Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil Campus Universitário de Santiago 3810-193 AVEIRO Tel.: (+351) 234 370 049 Fax: (+351) 234 370 094 XIII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA VI CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA LISBOA, ABRIL DE 2012



comunicações. Comunicações a partucipar comu tapatinos e a enviar comunicações. Comunicações. Secretariado do XIII Congresso Nacional de Geotecnia Fel. +351 21 844 38 59 Fast + 351 21 844 38 59 Fast + 351 21 844 30 21 E-mail: spg@spgeotecnia.pt Web: www.13cng.org



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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

Prova de Carga Estática em estacas, Prova de Carga Dinâmica (PDA) em estacas, Ensaios de Integridade (PIT) em estacas, Tomografia de estacas e Prova de Carga em Placa para Fundações e Piso Industrial.



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

Inclinômetros, Piezômetros Elétricos e Casagrande, Extensômetros, Perfilômetros, Medidores de Nível de Água, Monitoramento de Recalque e Poços de Monitoramento.









LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

Controle Tecnológico de Campo, Ensaios de Solos e Ensaios de Pavimentos.





dstgroup

Onde a engenharia começa.

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

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

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

tgeotecnia. Na génese da construção.

a dst group company

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

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac[®]

Geogrelha com elevada resistência a cargas de longa duração, ideal para reforço de obras geotécnicas como aterros sobre solos moles, muros de contenção e taludes íngrimes.



HaTelit

Geogrelha resistente à fadiga, com revestimento betuminoso altamente aderente às camadas asfálticas, ideal para o reforço de concreto asfáltico em recapeamentos e pavimentos novos.





Fornit[®]

Geogrelha com elevado módulo de rigidez inicial, ideal para o reforço de base de pavimento e estrutura submetida a cargas cíclicas ou de curta duração.

A Huesker fornece a mais completa linha de geogrelhas, fabricada a partir de poliéster, polipropileno, PVA e aramida, específicas para cada tipo de aplicação.

Acerte na escolha! HUESKER

Consulte nossos engenheiros. Germany: +49 (2542) 7010 - Brazil: +55 (12) 3903-9300 www.huesker.com - info@huesker.de - huesker@huesker.com.br

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



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



- Produção e Transporte de Energia Eléctrica Abastecimento de Água e Saneamento Básico Agricultura e Desenvolvimento Rural Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias **Qualidade do Ambiente**
 - **Estruturas Geotécnicas**

Aproveitamentos Hidráulicos

- Sistemas de Informação Geográfica
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos

RTUGAL

AO CENTRO E SUL de Outubro, 323 LISBOA 210125000, (351) 217925000 21797034 @coba.p!

rquês de Tomar, 9, 6°. 52 LISBOA 5000 217925000 213537492

ÃO NORTE

MATOSINHOS 11 229373648

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto Bairro do Maculusso, LUANDA Tel./Fax: (244) 222338 513 Cell: (244) 923317541 netcabo.co.ao

MOCAMBIQUE

gana Rovuma Hotel. Centro de Escritórios. da Sé nº114. Piso 3, MAPUTO Fax: (258) 21 328 813 (258) 82 409 9605 m.co.ma

RGÉLIA

Rue des Frères H 06. ARGEL (213) 21 922802 (213) 21 922802

RRASI

Ltd. - Rua Bela 1128 o RJ 351 50 101 258 01 026

Virgílio Távora 1701, Sala 403 rtaleza CEP 60170 - 251 3261 50 83

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

iche Road – Corniche To Box 38360 ABU DHABI ver - 5th Floor - 5B

TERRAMESH[®] SYSTEM estruturas em solo reforçado

- · Facilidade construtiva;
- Econômicas;
- · Flexíveis;
- · Versáteis;
- · Baixo impacto ambiental.

MACCAFERRI

BRASIL

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

PORTUGAL

Phone: (351) 263 858 030 Fax: (351) 263 858 036 e-mail: maccaferri@mail.telepac.pt Site: www.maccaferri.pt



www.cenor.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO **CENOR** Portugal, angola, argélia, marrocos, roménia, timor

CENORGEO - Engenharia Geotécnica, Lda. Rua das Vigias, 2. Piso 1 Parque das Nações 1990-506 LISBOA. PORTUGAL T. +351.218 437 300 F. +351.218 437 301 cenorgeo@cenor.pt







Ensaios Dinâmicos em Fundações Profundas Consultoria em Engenharia Geotécnica e de Fundações

Av. Brasil, 691 - 11° andar - Sta. Efigênia - CEP: 30140-000 Belo Horizonte/Minas Gerais/Brasil Fone: 55 (31) 3222-1970 - Fax: 55 (31) 3213-7204 Email: geomec.bhz@terra.com.br - Site: www.geomec.com.br







Engenharia Geotécnica



SEDE

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

Escritório Madrid

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

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

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

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

www.tecnasolfge.com

Tecnologia de Ponta Specialists in Geotechnical In-Situ Tests and Instrumentation

ENSAIOS IN-SITU IN-SITU TESTS

SÍSMICO: Seismic CPT PIEZOCONE - Cordless CPT system PALHETA - Electrical field vane apparatus PRESSIOMÉTRICO - Menard pressuremeter set DILATOMÉTRICO: Machetti dilatometer



INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION

Estudo Projeto Instalação de Instrumentação de auscultação (importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030 Skype: lcgarab Radio: 55*7*58920 Nextel MSN: lcgarab@hotmail.com

208, cj. 65, Capital Federal St., Sumaré São Paulo SP 01259-010





IRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

Sede

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

Angola

Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A Caixa Postal 2857 - Luanda Tel.:(+34) 915 550 903 Fax: (+34) 915 972 834

Argélia

Parc Miremont - Rua A, Nº136 - Bouzareah 16000 Alger Tel.:[+213] 219 362 83 Fax: [+213] 219 365 66

• Brasil

Rua Iguatemi, nº488 - 14º - Conj. 1401 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo Tel.: (+55) 112 144 5700 Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C 28036 Madrid Tel.:[+34] 915 550 903 Fax: [+34] 915 972 834

 Moçambique Avenida Julyus Nyerere, 130 - R/C Maputo Tel.:[+258] 214 914 01 Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

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

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

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

- 1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
- 2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida um "*template*" para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
- 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 Susceptibilidade à liquefacção de uma areia dunar avaliada em ensaios laboratoriais com medição de velocidades de ondas sísmicas José Rocha, António Viana da Fonseca
- 17 O emprego da análise de imagens na determinação da forma de areias Georgia S. Araujo, Kátia V. Bicalho, Fernando A. Tristão
- 31 Variante a Santarém Tratamento da fundação do novo aterro ferroviário sobre as aluviões do Tejo *Pedro Guedes de Melo, Emanuela Mira, Marie Rebouço, Tiago Midões*
- 53 Avaliação da interação solo-estrutura através da monitoração de recalques Paulo César de Almeida Maia, Rodrigo Alvarez de Barros, Fernando Faboya de Albuquerque Juniro
- 71 Influência de filitos no padrão de fluxo e na estabilidade de taludes de cavas a céu aberto *Leonardo Carvalho Ventura, Luis de Almeida Prado Bacellar*