

107 **Julho**
2006

GEOTECNIA

Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia



DIRECTOR:

Luís Leal Lemos, FCTUC

DIRECTORES ADJUNTOS:

Nuno Guerra, IST
Marília Pereira, LNEC

A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez em Junho de 1971, tendo como fundador Úlpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano.

COMISSÃO EDITORIAL PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:

A. Gomes Coelho, Lisboa	J. de Oliveira Campos, USP, São Paulo
A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães	J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa
A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa	J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto
A.J. Correia Mineiro, Lisboa	J. Moura Esteves, Lisboa
Alberto Garrido, TG7, Porto	J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa
António Cardoso, FEUP, Porto	José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa
António Pinelo, IEP, Almada	Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa
António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa	M. Matos Fernandes, FEUP, Porto
C. Dinis da Gama, IST, Lisboa	Maria Lurdes Lopes, FEUP, Porto
Celso Lima, Hidrorumo, Porto	Milton Vargas, Themag, São Paulo
E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO, Rio de Janeiro	Nuno Grossmann, LNEC, Lisboa
E. Maranha das Neves, IST, Lisboa	Pedro Sêco e Pinto, ISSMGE, LNEC, Lisboa
F. Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa	R.F. de Azevedo, UFV, Viçosa
F. Peres Rodrigues, Enarco, Lisboa	Ricardo Oliveira, Coba, Lisboa
Francis Bogossian, Geomecânica, Rio de Janeiro	Rui M. Correia, LNEC, Lisboa
H. Novais Ferreira, LECM, Macau	Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa
J. Barreiros Martins, Braga	Waldemar Hachich, EPUSP, São Paulo
J. Castel-Branco, Lisboa	

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

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

Redacção e Administração: Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal – Telef.: 351-218443321; Fax: 351-218443021

Email: spg@lneec.pt; <http://www.lneec.pt/SPG>

Subscrição: assinatura anual (3 números) - 25 €; número avulso: para membros da SPG - 8 €; outros - 16 €

Distribuição gratuita aos membros da SPG.

Execução gráfica: Impressão na Ponticor

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC e pela FCT – Fundação da Ciência e Tecnologia.

ISSN 0379-9522

Depósito Legal: 214545/04

- 3** Editorial
- 5** Tratamento de solos através de colunas de Jet Grouting
Alexandre Pinto
João Falcão
Francisco Pinto
José Melo Ribeiro
- 21** Desenvolvimento, efeitos e mitigação de liquefacção induzida por sismos: um estudo exaustivo baseado em modelação física dinâmica na centrífugadora
Paulo A. Lopes de F. Coelho
Stuart K. Haigh
S. P. Gopal Madabhushi
- 53** Comportamento estrutural de barragens portuguesas de enrocamento com cortina a montante
Fernando Pardo de Santayana
Eduardo Fortunato
António A. Veiga. Pinto
- 69** Controlo da compactação de misturas de solo-enrocamento da Barragem de de Odelouca
João Bilé Serra
Laura Caldeira
Andrea Brito
- 79** Campo experimental do ISC'2 – Previsão e desempenho de estacas instrumentadas solicitadas axialmente
Jaime A. Santos
António Viana da Fonseca
Elisabete Costa Esteves
- 91** Combinação de métodos geofísicos e mecânicos para a caracterização do perfil de solo residual do ISC2 na FEUP
António Viana da Fonseca
Jorge M. Carvalho
Cristiana Ferreira
Fernando Almeida
- 109** Danos em edifícios induzidos por escavações
João Candeias Portugal
Alexandre Portugal
Acácio Santo
- 133** Pressiómetros de Ménard e autoperfurador de Cambridge: correlações entre parâmetros mecânicos em solos argilosos miocénicos de Lisboa
António G. F. de Sousa Coutinho
Marco A. Ludovico Marques

Editorial

Conforme é tradição na Revista Geotecnia, dedica-se este número aos trabalhos portugueses apresentados à XVI Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, realizada em Osaka, Japão, em Agosto de 2005.

A Direcção da Revista pediu, assim, aos autores de comunicações portuguesas apresentadas ao referido evento que fizessem uma versão em língua portuguesa desses trabalhos, possibilitando o seu enriquecimento com resultados, análises e considerações adicionais, dado que não estão limitados pelo muito reduzido número de páginas a que tiveram que se confinar na versão apresentada à Conferência.

Certa de que se trata de assuntos de grande interesse estudados com elevada profundidade, a Direcção da Revista agradece aos autores dos trabalhos a disponibilidade demonstrada para esta valiosa contribuição para a revista.

Mais uma vez, se apela à Comunidade Geotécnica, nomeadamente aos jovens investigadores portugueses que nos últimos anos tenham realizado trabalhos investigação de doutoramento e mestrado, que escolham a revista para publicar os seus trabalhos, tornando-a um meio preferencial de registo, discussão e divulgação dos trabalhos de investigação realizados em Portugal.

Luís Leal Lemos

DIRECTOR DA REVISTA GEOTECNIA

TRATAMENTO DE SOLOS ATRAVÉS DE COLUNAS DE JET GROUTING

Ground improvement solutions using jet grouting columns

Alexandre Pinto*

João Falcão**

Francisco Pinto***

José Melo Ribeiro****

RESUMO – No presente trabalho são apresentados os principais critérios de concepção e de execução associados a soluções de tratamento de solos através de colunas de solo cimento, em particular de jet grouting, encabeçadas por plataformas de transferência de cargas (LTP), estas últimas constituídas por aterros reforçados por geossintéticos: geogrelhas biaxiais em polipropileno e geotêxteis de alta resistência.

SYNOPSIS – The aim of this paper is to present the main design and execution criteria related with ground improvement solutions using soil cement columns, mainly jet grouting columns, capped by load transfer platforms (LTP), formed by compacted fills reinforced by geosynthetics: polypropylene biaxial geogrids or high strength geotextiles.

1 – INTRODUÇÃO

O incremento progressivo da utilização das zonas aluvionares, em geral na periferia de centros urbanos, para a construção de novas estruturas e de novas infraestruturas, tem determinado o recurso a novas soluções de tratamento de solos e de fundações que permitam a execução dos trabalhos em condições de segurança, economia e, cada vez mais, de maior previsibilidade de prazo, conforme descrito por Pinto et al. (2005).

Como exemplo, pode ser destacada a margem Norte do rio Tejo, entre aproximadamente o rio Trancão e Santarém, onde as zonas aluvionares chegam a dispor de espessuras de dezenas de metros, sendo a sua resistência geomecânica caracterizada, por vezes, por valores de coesão não drenada inferiores a 20kPa. Estes materiais repousam sobre formações miocénicas, em geral com resistências reduzidas no seu horizonte superior, caracterizadas, frequentemente, por valores de resistência de ponta, obtida através do ensaio CPT (q_c), inferiores a 3MPa.

Em simultâneo e seguindo uma tendência acentuada nos últimos anos, confirma-se que a generalidade dos donos de obra continuam muito sensíveis a soluções seguras, económicas e onde os prazos sejam, não só, reduzidos, mas também respeitados. Neste enquadramento, destacam-se as soluções de tratamento de terrenos recorrendo a colunas de solo cimento, em particular de jet grouting, encabeçadas por plataformas de transferência de carga (LTP), as quais se têm vindo a afirmar como adequadas dos pontos de vista técnico e económico. Comprovando esta tendência, no presente artigo são apresentados exemplos de aplicação deste tipo de solução sob edifícios industriais, plataformas ferroviárias e plataformas rodoviárias.

* Eng.º Civil, JetSJ Geotecnia, Lda.. E-mail: apinto@jsj.pt

** Eng.º Minas, Tecnasol FGE - Fundações e Geotecnia S.A.. E-mail: jfalcao@tecnasol-fge.pt

*** Geólogo, Tecnasol FGE - Fundações e Geotecnia S.A.. E-mail: fpinto@tecnasol-fge.pt

**** Eng.º Civil, ARCO Systems Portugal Lda.. E-mail: jmelor@arcosystems.pt

2 – EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS

2.1 – Introdução

A solução apresentada foi adoptada num empreendimento constituído por armazéns industriais, circundados por arruamentos, localizado em Alverca, junto à margem direita do rio Tejo. A área total bruta do empreendimento ascendia a cerca de 93.000m². Atendendo à geologia do local e ao tipo de cargas a transmitir aos terrenos, foi adoptada uma solução para as fundações das estruturas e para o tratamento dos terrenos de fundação dos pavimentos térreos e dos arruamentos que consistiu, genericamente, na realização de colunas de jet grouting, encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga. Esta última, formada por toutvenant armado com geogrelhas bidireccionais em polipropileno, conforme apresentado por Maranhã das Neves et al. (2004).

O complexo de armazéns é constituído por três edifícios industriais: corpos B, C e D, os quais deveriam acomodar, ao nível do piso térreo, sobrecargas de utilização com o valor de 40kN/m². A sua localização na margem direita do rio Tejo, conjugada com a sua área e com o valor e com o tipo de cargas a transmitir aos terrenos de fundação, condicionadas ainda pelos movimentos de terraplenagem, pelo tipo de utilização dos pisos térreos dos edifícios industriais e ainda pelos próprios edifícios, determinou a opção por soluções de fundação e de tratamento dos terrenos através de colunas de jet grouting, encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga. Esta última foi constituída por camadas de toutvenant, armadas com duas geogrelhas bidireccionais. Destaca-se, em particular, o facto dos movimentos de terraplenagem terem determinado a realização de aterros em toda a zona Sul, do lado da margem do rio, a geologicamente mais desfavorável, com altura máxima de 2m, de forma a que os arruamentos e os edifícios, correspondentes aos corpos B e C, pudessem vir a dispor de cotas que os salvaguardassem dos impactos resultantes de situações de cheias no rio Tejo (Figura 1).

2.2 – Condicionamentos de natureza geológica e geotécnica

O dispositivo geológico local foi caracterizado através de uma primeira campanha que consistiu em onze sondagens mecânicas à rotação, associadas à realização de ensaios SPT, com recolha de amostras para classificação macroscópica e para ensaios laboratoriais, em particular: granulometria, limites de Atterberg e edométrico. A referida campanha permitiu detectar a ocorrência de formações miocénicas, recobertas por depósitos aluvionares e por materiais de aterro, os quais, a partir da superfície, foram caracterizados da seguinte forma (Figura 1):

- Materiais de aterro: com espessura variável entre 2,5 e 7,5m, com valores de N_{SPT} inferiores a 10 pancadas.
- Depósitos aluvionares: com espessura variável, aumentando no sentido do rio Tejo, de Norte para Sul, de 1,0m a 4,5m. Os depósitos aluvionares eram constituídos superficialmente por materiais areno-lodosos e argilo-lodosos, com valores de N_{SPT} inferiores a 8 pancadas. Sob estes materiais foram detectados aluviões lodosos, com espessura máxima de cerca de 3m, na extremidade Sul da obra, do lado da margem do rio Tejo, com valores de N_{SPT} inferiores a 2 pancadas.
- Substrato Miocénico: materiais argilo-siltosos, siltes arenosos e areias de granulometria média a fina. A resistência destes materiais aumentava gradualmente com a profundidade. No contacto com os depósitos aluvionares o valor do número de pancadas N_{SPT} obtido foi de 8.

Antes do início dos trabalhos foi ainda realizada uma campanha de prospecção complementar, com o objectivo de efectuar o zonamento das resistências de ponta, de forma a pré-determinar o comprimento das colunas de jet grouting de tratamento dos solos e de fundação da LTP, o qual consistiu na realização de 16 ensaios CPT, tendo sido possível efectuar as seguintes considerações, para cada um dos materiais atravessados (Figura 1):

- Materiais de aterro: valores, em geral, com grande dispersão, comprovando a heterogeneidade destes materiais.
- Depósitos aluvionares: valores muito baixos, por vezes desprezáveis, em particular ao nível dos materiais de natureza predominantemente lodosa.
- Substrato Miocénico: ao nível do horizonte superficial observaram-se valores de resistência de ponta compreendidos entre 2,5 a 3,0MPa. A profundidades variáveis, entre cerca de 1,0 a 3,5m, os valores da resistência de ponta eram incrementados para cerca de 5,0MPa.

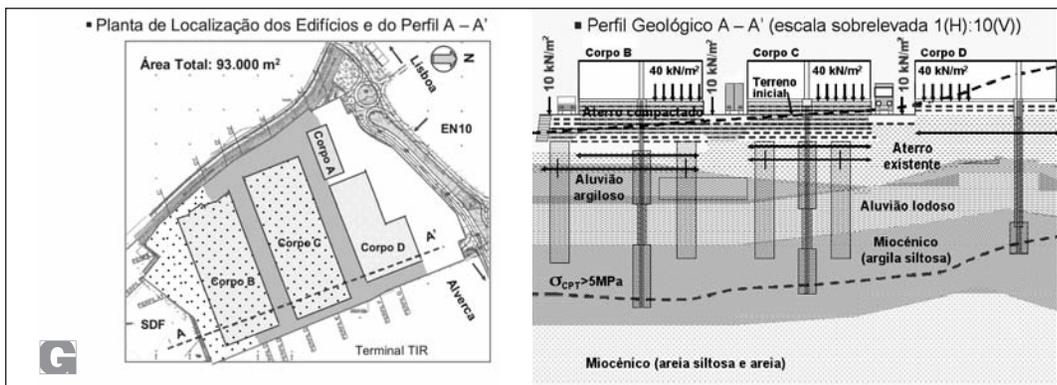


Fig. 1 – Planta de localização do empreendimento e perfil geológico A-A'.

Na análise efectuada foi desprezada, conservativamente, a eventual resistência por atrito lateral ao nível dos materiais de aterro e dos depósitos aluvionares, normalmente consolidados. A resistência ao nível do substrato Miocénico foi ainda previamente avaliada através da realização de um ensaio de carga vertical à escala real, o qual é descrito em 2.5.

2.3 – Condicionamentos relativos ao prazo de execução

A solução adoptada para a fundação e para o tratamento dos terrenos deveria respeitar um prazo máximo de cerca de 6 meses. Este facto, associado à dimensão da obra, determinou a opção por uma solução de maior previsibilidade e que não exigisse a necessidade do pré – carregamento e, essencialmente, da drenagem e consolidação dos depósitos aluvionares.

2.4 – Soluções adoptadas para os edifícios

2.4.1 – Corpos B e C

Estes edifícios, de utilização industrial, dispunham de uma área em planta de 15.025m² e 17.415m², respectivamente, o corpo B e o corpo C, apresentavam estrutura metálica e localização na extremidade Sul do empreendimento (Figuras 1; ver também Figura 11).

As condições geológicas nesta zona, associadas à necessidade de executar aterros em toda a área com altura variável, de Norte para Sul, entre cerca de 1,0 e 2,5m, determinaram o cenário mais desfavorável de todo o empreendimento, tendo, em consequência, sido adoptadas as seguintes soluções (Figuras 1 e 2; ver também Figura 11):

- Fundações das estruturas e do pavimento térreo: colunas de jet grouting de diâmetro e de comprimento variável, em função do valor da carga axial a acomodar, armadas, em todo o seu comprimento, com tubos metálicos de coroa circular em aço de alta resistência. As colunas dispunham de um diâmetro máximo de 1.100mm, compatível com a mobilização de uma tensão de serviço não superior a 2,0MPa, executado nas extremidades superior e inferior, permitindo, respectivamente, a diminuição do vão da plataforma de transferência de carga (LTP) e a transmissão das cargas ao substrato Miocénico por atrito e por ponta. No troço intermédio foram realizadas colunas com diâmetro mínimo de 400mm apenas com a função de protecção do tubo metálico. O comprimento dos três troços variava em função do valor da carga axial a acomodar, sendo o troço inferior realizado sempre no substrato Miocénico.
- Tratamento e fundações do pavimento térreo: colunas de jet grouting com diâmetro mínimo constante de 1.200mm e com entrega mínima no substrato Miocénico compatível com a transmissão de uma tensão máxima em serviço de 1,6MPa, dispendo-se em planta com uma área de influência não superior a 20m².

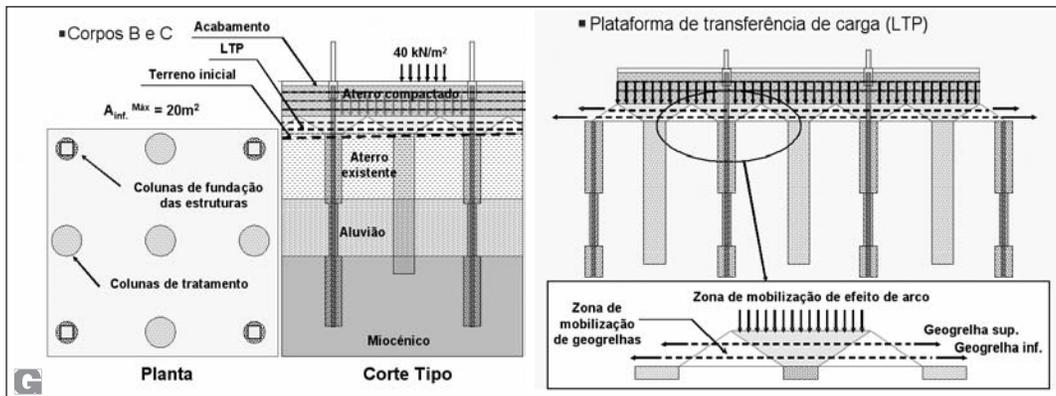


Fig. 2 – Soluções adoptadas nas fundações dos edifícios dos corpos B e C.

Todas as colunas foram encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga (LTP) com 75cm de espessura mínima, constituída por toutvenant, armado com duas geogrelhas bidireccionais em polipropileno, com resistência à tracção de 20 e 30kN/m, respectivamente a superior e a inferior. Sobre esta plataforma foi executado um aterro compactado com 1,90m e 1,60m de altura, respectivamente, nos edifícios dos corpos B e C, sobre o qual foi realizado o acabamento final, constituído por uma camada de material granular (toutvenant) e por um massame armado com fibras metálicas, ambos com 0,15m de espessura mínima.

2.4.2 – Corpo D

Tal como os anteriores, o edifício correspondente ao corpo D, de utilização industrial, de uma área em planta de 11.675m² e apresentava estrutura metálica, mas localizava-se na zona Norte do empreendimento. Nesta zona, as condições geológicas associadas à necessidade de realização de escavações em toda a área com altura variável, de Sul para Norte, entre cerca de 1,5 a 3,5m, deter-

minaram um cenário menos desfavorável do que o relativo aos edifícios dos corpos B e C (Figura 1). No enquadramento descrito, foram adoptadas soluções de fundações das estruturas e de redistribuição de cargas / uniformização de assentamentos, esta última motivada pela variação da altura da escavação, face ao valor da sobrecarga actuante no pavimento térreo (Figura 3):

- Fundações das estruturas: colunas de jet grouting de diâmetro e de comprimento variável, em função do valor da carga axial a acomodar, armadas em todo o seu comprimento com tubos metálicos de coroa circular em aço de alta resistência. As colunas dispunham de um diâmetro mínimo de 800mm, compatível com a mobilização de uma tensão de serviço não superior a 2,0MPa, executado na extremidade inferior, permitindo a transmissão das cargas ao substrato Miocénico por atrito e por ponta. No troço superior foram realizadas colunas com diâmetro mínimo de 400mm com função apenas de protecção do tubo metálico. O comprimento dos dois troços variava em função do valor da carga axial a acomodar, sendo o troço inferior realizado integralmente no substrato Miocénico.
- Plataforma de redistribuição de cargas / uniformização de assentamentos: com 60cm de espessura mínima, constituída por toutvenant, armado com duas geogrelhas bidireccionais em polipropileno, com resistência à tracção de 20 e 30kN/m, respectivamente, a superior e a inferior. Sobre esta plataforma foi executado o acabamento final em massame armado com fibras, com 0,15m de espessura mínima.

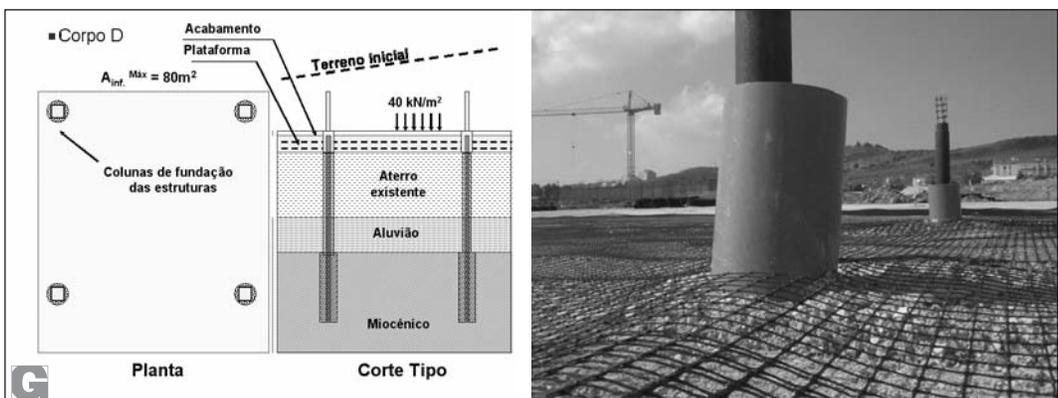


Fig. 3 – Solução adoptada no corpo D e compatibilização entre os tubos e as geogrelhas.

2.5 – Ensaios de carga

2.5.1 – Ensaio de carga vertical

O ensaio de carga vertical foi realizado numa coluna de tratamento e de fundação dos pavimentos interiores dos edifícios, corpos B e C, com diâmetro mínimo constante de 1.200mm, 8,5m de comprimento e localizada na extremidade Sul do empreendimento. O ensaio teve como principal objectivo confirmar a adequação dos principais critérios de concepção e de execução adoptados nas soluções de fundação da LTP, em particular o comprimento de entrega da coluna no substrato Miocénico. O ensaio consistiu na aplicação de quatro ciclos de carga - descarga axial, através de quatro macacos hidráulicos, sendo o valor da força aplicada aferido através de quatro células de carga, colocadas sob cada um dos macacos. No último ciclo de carga o valor máximo da carga aplicada foi de 2.400kN, correspondente a cerca de 1,5 vezes o valor médio de serviço: 1.600kN, correspondente a uma tensão de cerca de 1,4MPa (Figura 5).

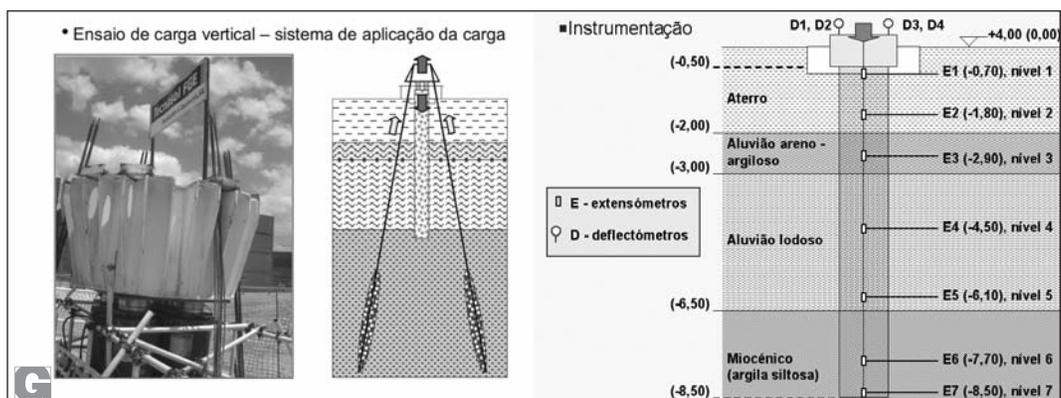


Fig. 4 – Sistema de aplicação de carga, geologia e instrumentação.

A coluna ensaiada foi instrumentada no maciço de encabeçamento com deflectómetros e em profundidade através de extensómetros, localizados a cotas determinadas pela geologia do local. O sistema de reacção foi constituído por uma cabeça metálica, amarrada ao terreno através de quatro ancoragens sub-verticais (Figura 4). No 4º ciclo, a partir da carga de 2000kN, verificou-se um deficiente comportamento do sistema de reacção, em particular de uma das ancoragens de reacção, o que poderá ter determinado a aplicação de carregamentos excêntricos.

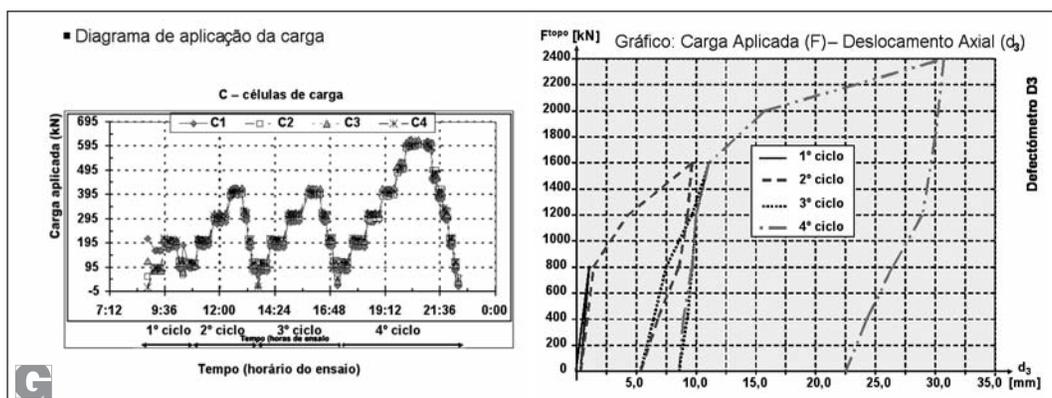


Fig. 5 – Diagrama de aplicação de carga e gráfico carga aplicada – deslocamento axial.

Como principais conclusões deste ensaio podem ser destacados os seguintes aspectos:

- A resposta praticamente elástica da coluna em condições de serviço, até ao 3º ciclo, após a mobilização de um assentamento plástico de valor não superior ao encurtamento elástico teórico da coluna, associado a um efeito de pré-carga, necessário para a mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da coluna (Figura 6).
- A importância do comprimento de entrega da coluna no substrato Miocénico, pois para a carga de serviço, 3º ciclo, cerca de metade da carga total terá sido transmitida ao terreno através do atrito lateral mobilizado ao longo do fuste da coluna. Em particular no troço inferior, correspondente à entrega no substrato Miocénico, onde foi mobilizada uma tensão de atrito unitária

rio (q_s) aproximadamente igual a 60kPa (nível 7). Tendo por base o andamento da curva correspondente, admite-se que o valor máximo mobilizável não terá, contudo, sido atingido. Esta situação terá igualmente acontecido na zona do aterro, provavelmente motivada por uma camada de toutvenat pré-existente, embora associada à mobilização de maiores deslocamentos (Figura 6).

- O bom comportamento em termos de fluência, em condições de serviço e em particular no 3º ciclo. O facto de no 2º ciclo o deslocamento de fluência ter sido superior ao observado no ciclo seguinte poderá ser explicado pelo efeito de pré-carga já referenciado (Figura 7).

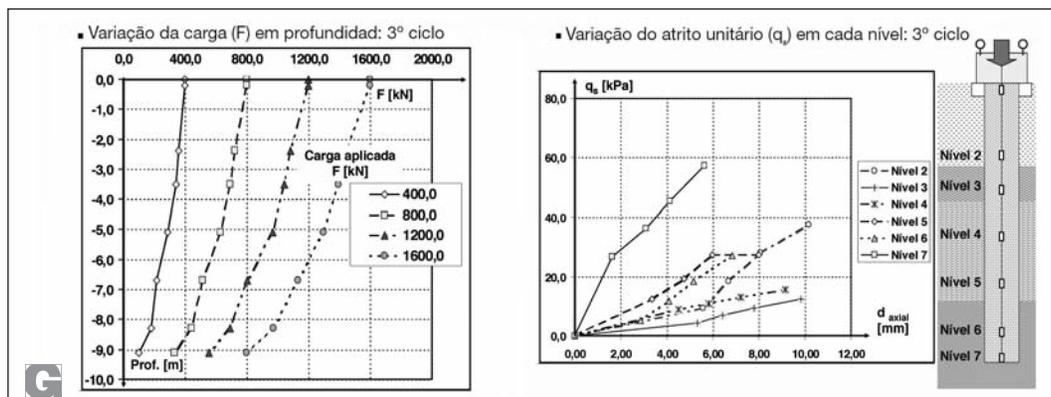


Fig. 6 – Transmissão da carga ao terreno e variação do atrito unitário – 3.º ciclo.

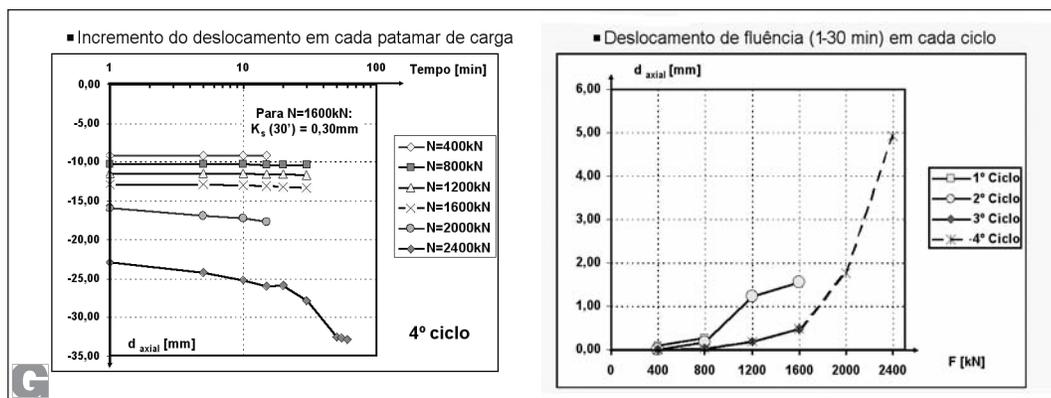


Fig. 7 – Variação da carga em cada patamar e deslocamento de fluência (1-30 min).

2.5.2 - Ensaio de carga horizontal

O ensaio de carga horizontal foi realizado através da aplicação de uma carga simultânea ao maciço de encabeçamento de cada uma das duas colunas ensaiadas, determinando a sua divergência e reacção mútua. As colunas ensaiadas encontravam-se localizadas na zona Sul do empreendimento, correspondente ao futuro interior do edifício do corpo B (Figura 1):

- Coluna C1 de tratamento e de fundação dos pavimentos: com diâmetro mínimo constante de 1.200mm e com cerca de 8,0m de comprimento total.

- Coluna C2 de fundação dos edifícios e dos pavimentos térreos: com diâmetro de 1.000mm nos troços superior e inferior e de 400mm no troço intermédio, respectivamente, com 4,0, 5,0 e 1,5m de comprimento, perfazendo um comprimento total de 10,5m. Esta coluna foi armada em todo o seu comprimento com um tubo metálico TM-80 com 139,7mm de diâmetro exterior e 9,0mm de espessura de parede.

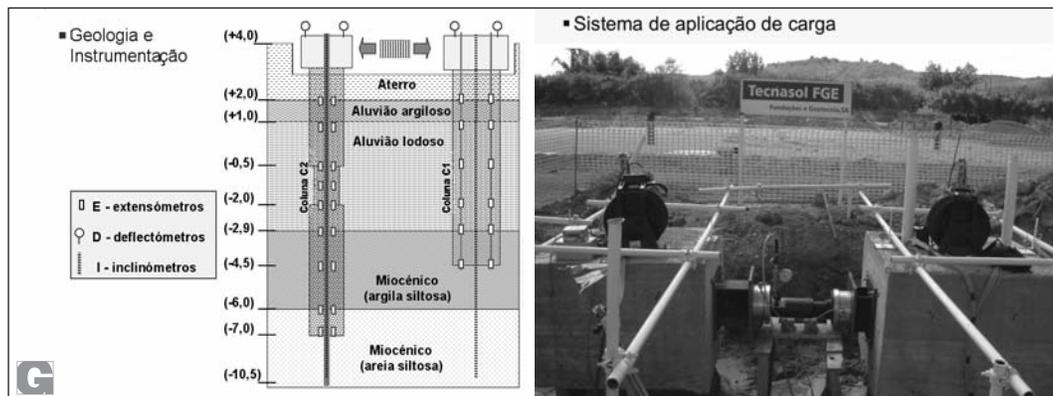


Fig. 8 – Geologia, instrumentação e sistema de aplicação de carga.

O principal objectivo do ensaio era o de confirmar a adequação dos principais critérios de concepção e de execução adoptados nas soluções de fundação da LTP e dos edifícios, em particular a capacidade de resistência ao corte e à flexão das colunas, quando solicitadas por acções sísmicas. O ensaio consistiu na aplicação estática de um ciclo de carga - descarga, através de um macaco hidráulico, sendo a força aferida através de duas células de carga, colocadas em cada extremidade do macaco. O valor máximo da carga horizontal aplicada foi de 180kN, correspondente a cerca de duas vezes o valor de serviço estimado: 83kN, actuando numa área de influência em planta de cerca de 20m². O referido valor máximo terá sido condicionado pela colocação de uma união do tubo TM, localizado no interior da coluna C2, a cerca de 3m de profundidade, assim como pela ocorrência de intensa pluviosidade nos dias que antecederam o ensaio, saturando os terrenos superficiais.

As duas colunas foram instrumentadas, no respectivo maciço de encabeçamento, com defletores e em profundidade através de extensómetros, localizados a cotas determinadas pela geologia do local, e ainda através de uma calha inclinométrica (Figura 8).

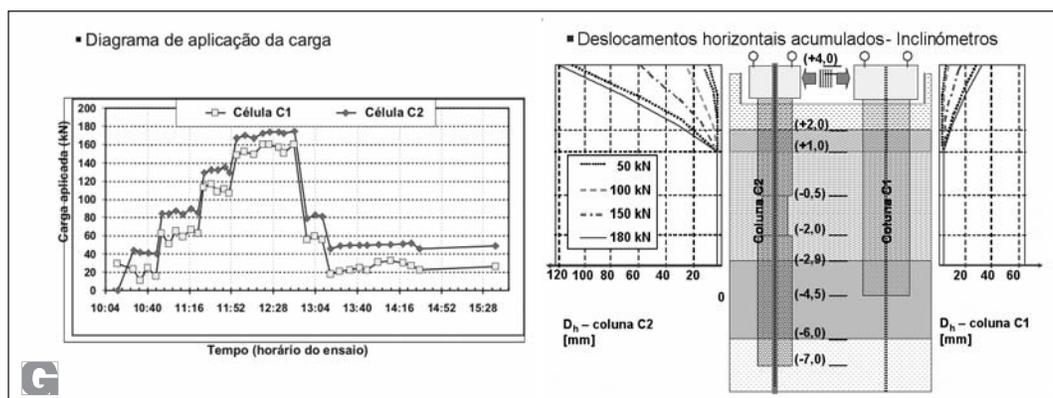


Fig. 9 – Diagrama de aplicação de carga e de deslocamentos horizontais acumulados.

Como principais conclusões do ensaio podem ser destacados os seguintes aspectos:

- A confirmação da adequação das características resistentes e geométricas das colunas para as condições de serviço, em particular da coluna C1, concebida para suportar a plataforma de transferência de carga e garantir o confinamento dos materiais lodosos quando submetidos a solicitações de natureza sísmica (Figura 9). Numa situação real, seria ainda de prever que o comportamento das colunas pudesse vir a ser beneficiado pelo efeito de compressão determinado pelas cargas verticais transmitidas pelos elementos suportados, permitindo a diminuição das tensões de tracção devidas à flexão.
- Confirmou-se a importância de evitar que os tubos metálicos acomodem forças horizontais que possam determinar esforços de corte e de flexão excessivos. Quando tal for imperativo, deverá ser minimizado o número de uniões entre troços de tubo, ou deverão serem adoptadas uniões exteriores (Figura 10).

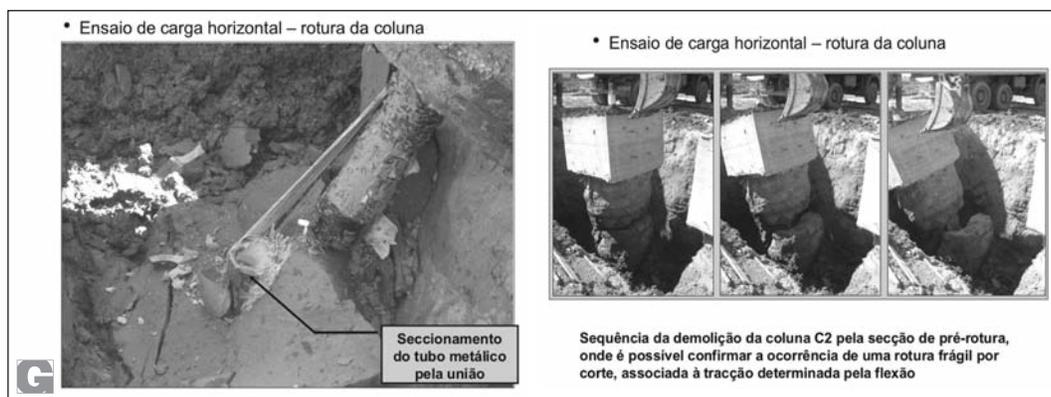


Fig. 10 – Seccionamento da coluna C2 e vista da configuração da superfície de rotura.

Na Figura 11 são apresentadas fotografias da execução da plataforma de transferência de carga no corpo B, assim como o resumo das principais quantidades de todos os trabalhos de tratamento de solos, terraplenagens e betão armado realizados.



Fig. 11 – Execução da LTP e resumo das principais quantidades.

3 – PLATAFORMAS FERROVIÁRIAS

Na extremidade Sul da mesma obra, empreendimento em Alverca, e a poucos metros da Linha do Norte, foi efectuada um ensaio de carga à escala real com o objectivo de simular o comportamento de uma plataforma ferroviária, apoiada sobre uma plataforma de transferência de carga (LTP),

fundada em colunas de jet grouting. Atendendo à amplitude das ações ferroviárias, assim como à área da plataforma, $(7+7)\times(5+5)\text{m}^2$, a LTP foi fundada sobre uma malha de nove colunas de jet grouting com 1200mm de diâmetro e resistência à compressão de 4,0MPa, encabeçadas por capitéis com 2500mm de diâmetro, de forma a permitir o incremento dos vãos entre colunas. A coluna central dispunha de uma área de influência de 35m^2 , o que torna a solução competitiva em cenários em que os terrenos a tratar apresentem grande espessura. Devido aos vãos entre as colunas, a LTP foi executada com 2,7m de altura, tendo sido reforçada inferiormente por duas camadas de geotêxtil tecido de alta resistência, com resistências de, respectivamente, 200kN/m a inferior e 100kN/m a superior. Ao nível superior o reforço foi realizado através de duas camadas de geogrelhas bi-direcionais, embebidas em toutvenant, com resistências de, respectivamente, 30kN/m a inferior e 20kN/m a superior. A opção pela uso simultâneo de geotêxteis, com funcionamento de membrana, e de geogrelhas, mobilizando o interbloqueio com o toutvenant, foi determinado pelo vão entre as colunas. A plataforma foi instrumentada com marcas topográficas a várias profundidades e de superfície, 4 células de pressão no coroamento da coluna central e 1 inclinómetro (Figura 12).

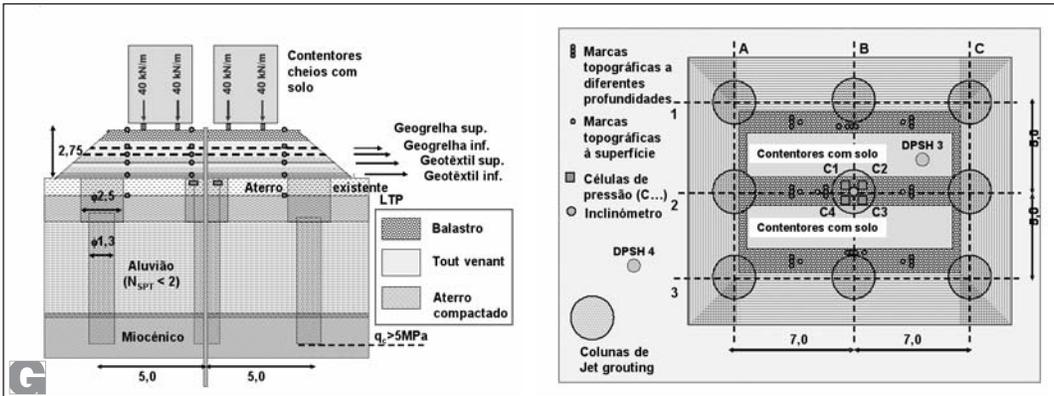


Fig. 12 – Seção transversal tipo e planta da plataforma ferroviária experimental.

A plataforma foi carregada pelo seu peso próprio e por uma carga estáticamente equivalente à sobrecarga ferroviária regulamentar de 40kN/m por carril. Na simulação desta carga foram adoptados dois pares de contêntores, dispostos paralelamente como se fossem dois comboios, enchidos com solo, de forma não simultânea de modo a simular, numa fase inicial, um carregamento excêntrico, e apoiados em perfis metálicos em aço laminado com secção HEB240, simulando carris, devidamente travados entre si (Figura 13).



Fig. 13 – Vista da colocação da última geogrelha e da instalação dos perfis HEB.

Cerca de um mês após o carregamento da plataforma com os contentores simulando a sobrecarga ferroviária, correspondente ao estacionamento de dois comboios regulamentares durante este intervalo de tempo, o ensaio foi interrompido por razões associadas ao plano de trabalhos da obra, o qual previa a realização, na zona do ensaio, de um parque de estacionamento automóvel. Nesta data, foi possível efectuar as seguintes constatações:

- O assentamento máximo com a sobrecarga ferroviária a actuar como carga permanente não ultrapassava os 30mm, com tendência aparente para a estabilização. Este valor era já substancialmente inferior ao estimado através da teoria da consolidação. Após a retirada dos contentores foi mesmo observada uma ligeira tendência para a recuperação das deformações (Figura 14).

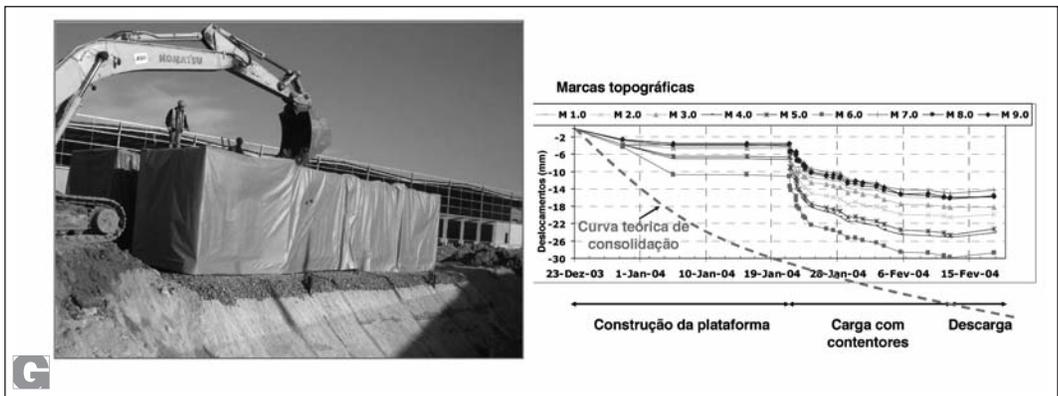


Fig. 14 – Enchimento de contentores e assentamentos observados na plataforma ferroviária.

- O carregamento excêntrico inicial, apenas com os contentores de um dos lados do aterro, não afectou o comportamento da plataforma.
- Os assentamentos verificados apresentavam, independentemente do seu valor total máximo, uma grande tendência para a uniformidade (Figura 15).

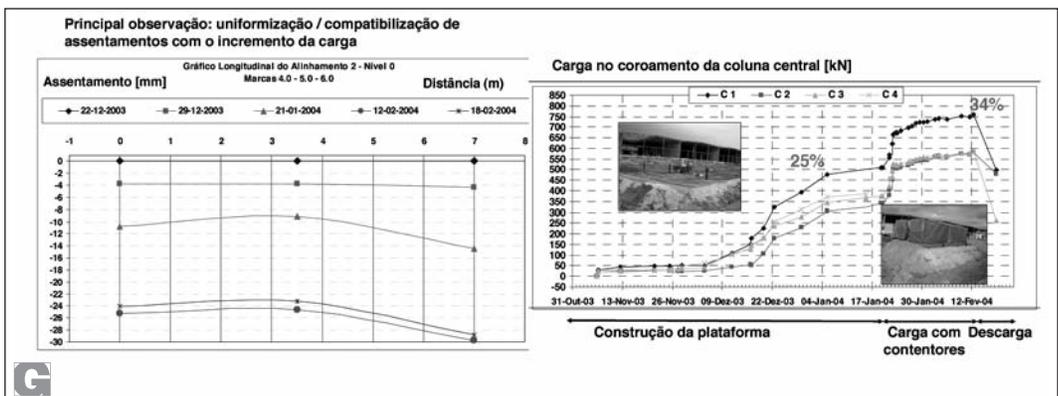


Fig. 15 – Assentamentos à superfície - alinhamento 2 e carga no coroamento da coluna central.

- A carga máxima medida no coroamento da coluna central foi de apenas 34% do valor máximo teórico, aferido através da respectiva área de influência (Figura 15), admitindo-se que

a carga remanescente tenha sido transmitida directamente para o terreno confinado pelas colunas. De forma a confirmar esta hipótese, foi efectuada uma campanha de ensaios penetrométricos, do tipo super pesado (DPSH), a qual confirmou que o terreno localizado entre as colunas apresentava uma resistência cerca de três vezes superior à do terreno localizado exteriormente às colunas (Figura 16).

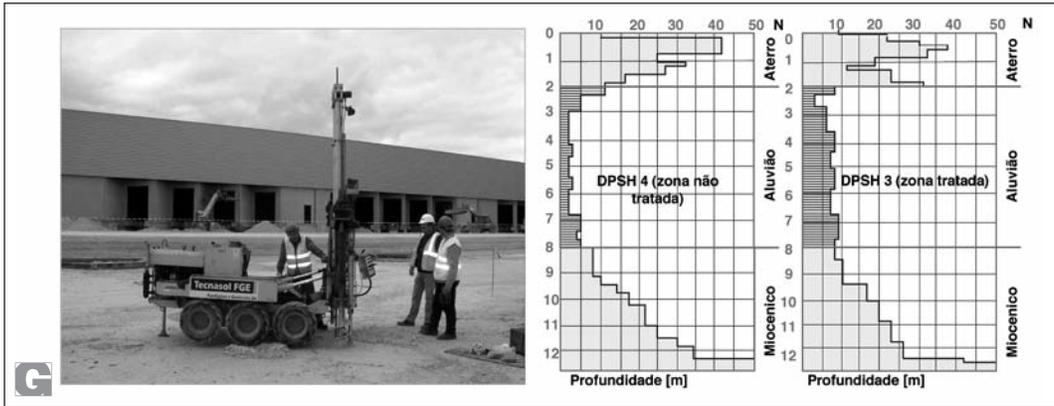


Fig. 16 – Execução e resultados dos ensaios DPSH.

Embora a duração do ensaio tenha bastante inferior ao desejável, foi possível constatar algumas semelhanças com os resultados apresentados por Zanzinger e Gartung (2002), no mesmo tipo de ensaio, mas desenvolvido num intervalo de tempo de 7 anos, 1994-2001, confirmando assim a adequação deste tipo de solução. Destacando-se o reduzido valor das deformações e o facto destas se verificarem, na sua quase totalidade, durante a fase construtiva da obra.

4 – PLATAFORMAS RODOVIÁRIAS

O mesmo tipo de solução foi igualmente estudado para um aterro de aproximação a um viaduto rodoviário, com cerca de 7m de altura máxima e fundado na baixa aluvionar do rio Tejo, numa zona em que os materiais aluvionares chegam a dispor de uma espessura média de cerca de 40m. Assim, sob uma camada superficial com cerca de 5,5m de espessura de argilas lodosas e lodos, verificou-se a presença de formações aluvionares, normalmente consolidadas, predominantemente arenosas, por vezes siltosas, de granulometria variável, com tendência para o aumento de elementos grosseiros e da resistência com a profundidade. Considerou-se assim que este cenário seria compatível com o tratamento do terreno localizado entre a superfície e a camada aluvionar de matriz arenosa, através de colunas de solo cimento, dimensionadas para acomodar a totalidade do peso do aterro e as sobrecargas rodoviárias, tendo, neste caso, sido estudadas duas soluções (Figuras 17, 18 e 19):

- Colunas de deep mixing – via húmida, as quais são formadas a partir da mistura mecânica, materializada através de ferramentas agitadoras, de uma calda ligante, em geral de cimento, com o solo. No enquadramento descrito, as cargas correspondentes ao peso próprio do aterro e às sobrecargas rodoviárias seriam transmitidas às formações arenosas de compactidade média, caracterizadas por resistência de ponta aferida através dos ensaios CPTU, superior a 2,5MPa, e com espessura mínima de 3m. Neste contexto, as colunas de solo cimento seriam executadas ao abrigo da tecnologia de deep mixing, com 800mm de diâmetro mínimo, tendo sido dimensionadas para acomodar uma tensão de serviço não superior 1,25MPa, correspondente a uma carga unitária máxima de cerca de 625kN.

- Colunas de jet grouting, formadas a partir da mistura hidráulica de cimento com o solo, antecedida da pré-desagregação do mesmo solo. No cenário descrito, as cargas correspondentes ao peso próprio e às sobrecargas rodoviárias seriam transmitidas às formações arenosas de compactidade média, caracterizadas por resistência de ponta aferida através dos ensaios CPTU superior a 5,0MPa. Neste contexto, as colunas de solo cimento executadas ao abrigo da tecnologia de jet grouting, com 1200mm de diâmetro mínimo e dispo de um capitel com 2500mm de diâmetro, foram dimensionadas para acomodar uma tensão de serviço não superior 2,2MPa, correspondentemente a uma carga unitária máxima de cerca de 2.500kN.

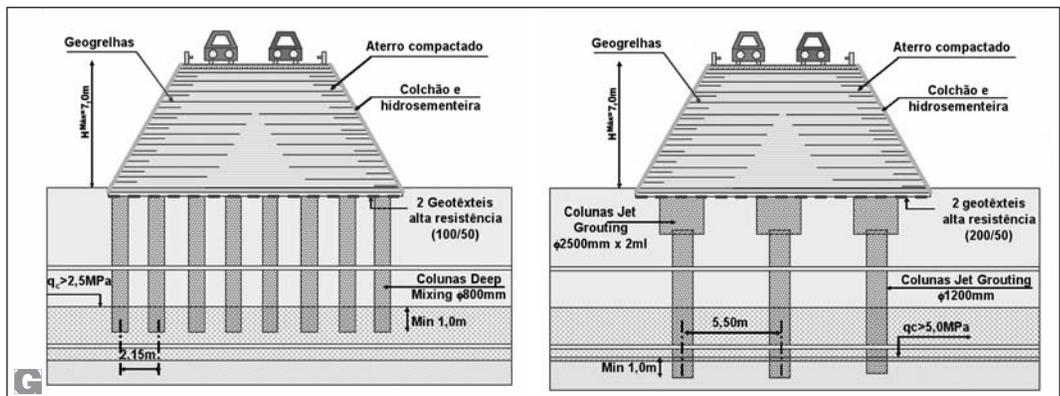


Fig. 17 – Plataforma rodoviária: sobre colunas de deep mixing e de jet grouting – secção tipo.

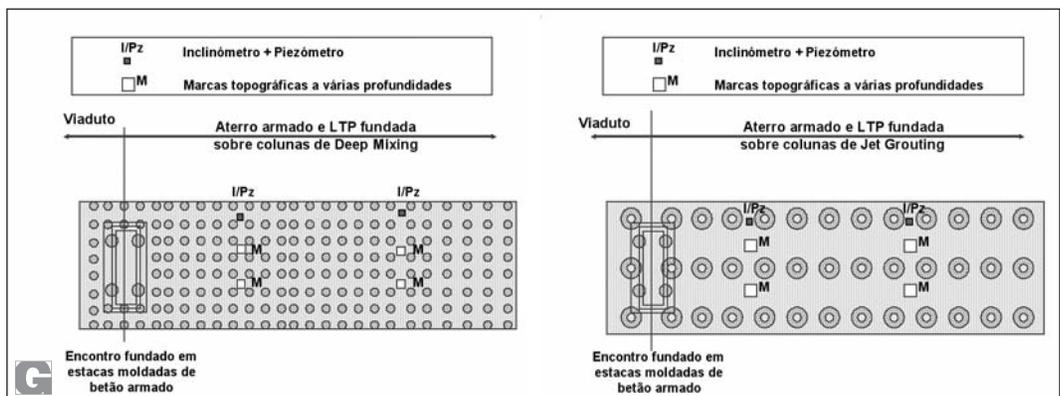


Fig. 18 – Plataforma rodoviária sobre colunas de deep mixing e de jet grouting - planta.

Comparativamente com a solução de tratamento do terreno de fundação por colunas de deep mixing, a solução com recurso a colunas de jet grouting apresentava uma maior exigência ao nível da plataforma de transferência de carga, pois os vãos entre colunas seriam superiores, e ainda do seu comprimento total. Este último, em virtude da maior exigência das características geomecânicas dos terrenos onde se deveria localizar a base das colunas de jet grouting, uma vez que estas trabalhariam a valores de tensão superiores (Figuras 17, 18 e 19).

No que se refere à plataforma de transferência de carga, a construir na base do aterro, esta seria construída através de 2 camadas ortogonais de geotêxteis tecidos de alta resistência. Para o corpo do aterro, com altura superior a 2m, foi proposto que o mesmo, incluindo os respectivos taludes, fosse

armado através de geogrelhas uniaxiais em polipropileno e devidamente fundado sobre o terreno, previamente tratado através das colunas de solo cimento. O revestimento dos taludes contra os efeitos da erosão, motivados pela localização em zona de cheias, seria efectuado através de colchões constituídos por grelhas flexíveis em polietileno, devidamente articulados com as geogrelhas que asseguravam o reforço do aterro e ainda com o revestimento exterior através hidrosementeira. Este último, incrementaria a protecção contra a erosão e, sobretudo, garantia a integração paisagística. Esta solução seria compatível com inclinações dos taludes até cerca de 70° com a horizontal, permitindo, sobretudo, uma redução substancial da largura da base do aterro e, conseqüentemente, da área de terreno a tratar.

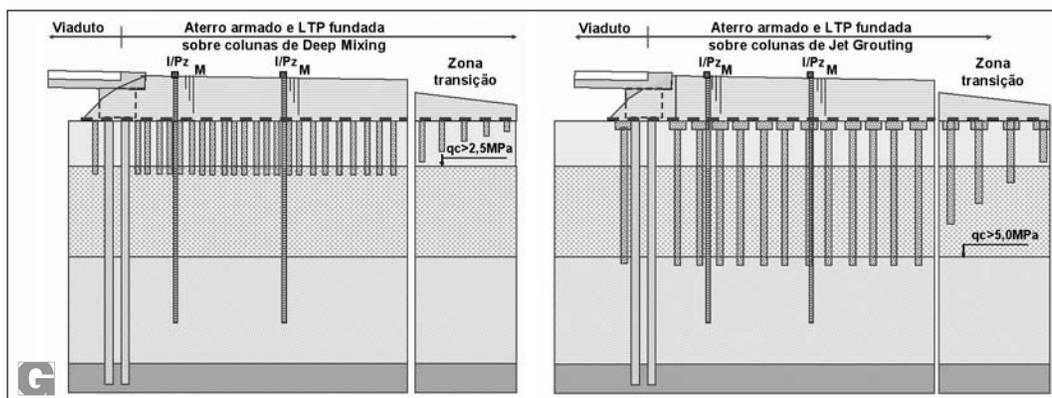


Fig. 19 – Plataforma rodoviária: sobre colunas de deep mixing e de jet grouting – alçado.

Nas zonas de transição para o viaduto, onde a altura máxima do aterro atingia cerca de 7m, e de transição para o troço de aterro de altura inferior a 2m e sem tratamento de fundação, foram propostas, respectivamente, soluções de maior densidade de colunas e de colunas com comprimento sucessivamente menor (Figura 19).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A soluções descritas permitem comprovar a flexibilidade e a previsibilidade das soluções de fundação e de tratamento de terrenos com recurso a colunas de solo cimento, encabeçadas por plataformas de transferência de carga, constituídas por materiais de aterro, armados com geogrelhas ou com geotêxteis tecidos de alta resistência. Neste contexto, considera-se assim importante destacar os seguintes aspectos relacionados com este tipo de soluções (Figura 20):

- Permitem a diminuição do número de apoios, comparativamente com outras soluções de reforço de solos, como as que recorrem a microestacas ou a estacas cravadas.
- Permitem a dispensa do recurso a mecanismos de drenagem e de consolidação, muito menos previsíveis do ponto de vista de prazo e de comportamento, como acontece com as soluções que recorrem a colunas de britas ou a geodrenos.
- Permitem a construção das plataformas de aterro com a mobilização de pequenos assentamentos, devendo os mesmos ocorrer, essencialmente, na fase construtiva, a quando da entrada em carga da LTP. O tratamento do terreno de fundação poderá ser realizado através de colunas de solo cimento, executadas através das tecnologias de jet grouting ou de deep

mixing, que por trabalharem a tensões de compressão baixas e mobilizarem atritos unitários elevados não apresentam grande exigência nas condições de fundação, podendo, consequentemente, dispor de comprimentos totais otimizados.

- Permitem o confinamento do solo entre colunas e a mitigação de vibrações, factor importante em plataformas ferroviárias, conforme descrito por Holm et al. (2002).
- Permitem a realização de zonas de transição para estruturas rígidas, como é o caso de viadutos, ou para zonas onde não se considere necessária a realização do tratamento.
- Pela sua importância na optimização e no ajuste das soluções aos condicionamentos existentes, destacam-se, em fase de projecto, a necessidade de uma boa caracterização geológica e geotécnica dos terrenos a tratar, assim como, em fase de preparação de obra e de obra, a realização de ensaios de carga à escala real, a instrumentação da LTP e o controlo de execução das colunas de solo cimento, através do registo contínuo dos respectivos parâmetros de execução.

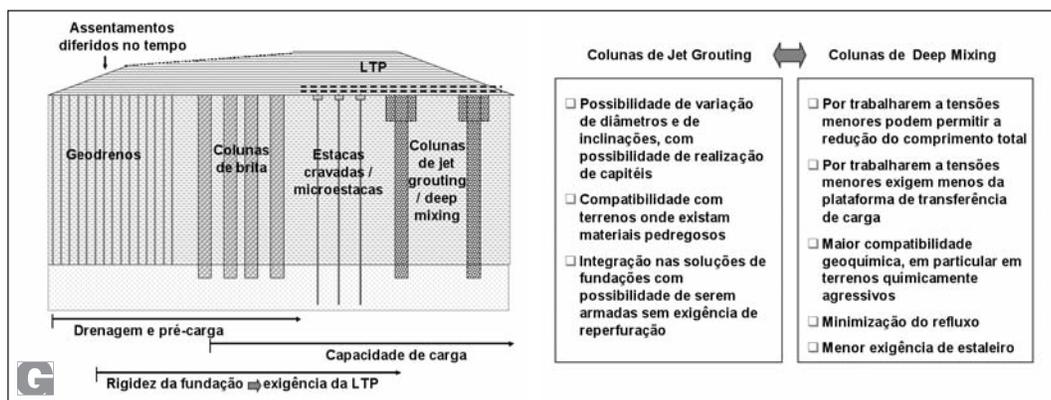


Fig. 20 – Análises comparativas entre soluções de tratamento de solos.

- Com o objectivo de combinar as vantagens das soluções de jet grouting e de deep mixing podem, actualmente, ser citadas as tecnologias híbridas como o “swing” e o “jacksman”, descritas por Moseley e Kirsch (2004), que permitem a realização do alargamento das colunas de deep mixing através de corpos de solo cimento, com a geometria de argola, materializados através da tecnologia de jet grouting (Figura 21).

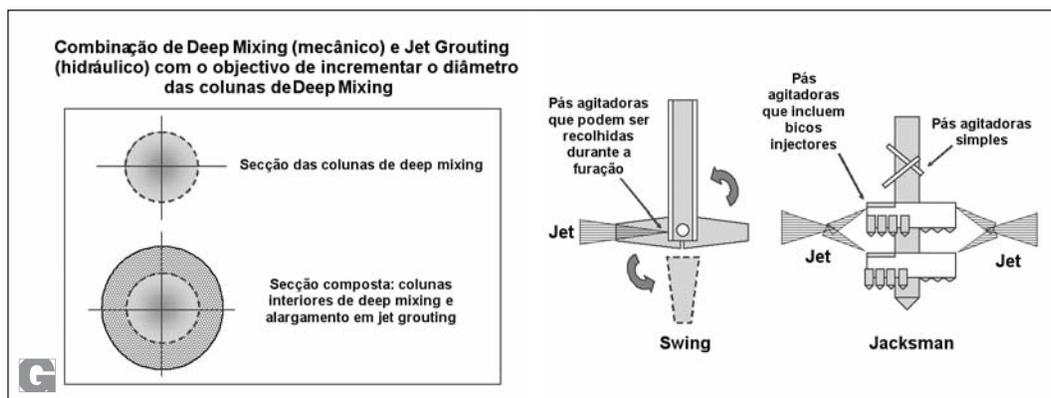


Fig. 21 – Tecnologias híbridas de solo cimento associando o jet grouting ao deep mixing.

Como referido no início do presente artigo, as soluções descritas embora ainda pouco estudadas e, sobretudo, pouco aplicadas em Portugal apresentam vantagens, em particular ao nível da segurança e da previsibilidade dos prazos de execução. Estas vantagens deverão certamente ser avaliadas a quando das oportunidades de aplicação das mesmas, em particular no âmbito dos projectos que se perspectivam, no curto a médio prazo, no domínio das infraestruturas ferroviárias e aeroportuárias, a construir sobre solos aluvionares moles.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono da Obra, relativa ao empreendimento em Alverca, a permissão para a divulgação do presente artigo.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Holm, G; Andréasson, B.; Bengtsson, P. E; Bodare, A. e Eriksson, H.; *Mitigation of Track and Ground Vibrations by High Speed Trains at Ledsgard, Sweden*. Swedish Deep Stabilization Research Centre – Report 10, 2002.
- Maranha das Neves, E.; Oliveira, C.; Pinto, A.; Pinto, F.; Falcão, J.; Cebola, D.; Vaz, I. e Melo Ribeiro, J. *Tratamento dos Terrenos de Fundação do Alverca Park*. 9.º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, pp. 517-526 - Vol. III, Casos de Obra, 2004.
- Moseley, M. P. e Kirsch, K. *Ground Improvement*. 2nd edition, Spon Press, 2004.
- Pinto, A.; Falcão, J.; Pinto, F. e Melo Ribeiro, J. *Ground Improvement Solutions using Jet Grouting Columns*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, pp. 1249 – 1252, Volume 3 – 2a: Ground Improvement, 2005.
- Zanzinger, H. e Gartung, E. *Performance of a geogrid reinforcement railway*. Geosynthetics – 7th ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), pp. 381-386, 2002.

DESENVOLVIMENTO, EFEITOS E MITIGAÇÃO DE LIQUEFAÇÃO INDUZIDA POR SISMOS: UM ESTUDO EXAUSTIVO BASEADO EM MODELAÇÃO FÍSICA DINÂMICA NA CENTRIFUGADORA

Development, effects and mitigation of earthquake-induced liquefaction: a comprehensive study based on dynamic centrifuge modelling

Paulo A. Lopes de F. Coelho*

Stuart K. Haigh**

S. P. Gopal Madabhushi***

RESUMO – A liquefacção de areias saturadas é uma ameaça séria para estruturas construídas sobre fundações superficiais em regiões sísmicamente activas. A implementação do dimensionamento baseado no desempenho nestes casos é condicionada pelo fraco conhecimento sobre os mecanismos relacionados com o desenvolvimento, magnitude dos efeitos e mitigação da liquefacção induzida por sismos, os quais foram estudados através de um projecto de investigação conjugando técnicas experimentais e numéricas. Este artigo foca a componente experimental do trabalho baseada em modelação física na centrifugadora, descrevendo a forma como a técnica é aplicada no estudo de problemas de liquefacção e apresentando algumas das observações e conclusões preliminares obtidas. Tanto as características mais importantes do comportamento do sistema solo-estrutura quando o solo sofre liquefacção, como as que determinam o desempenho da densificação enquanto medida de mitigação dos efeitos da liquefacção são consideradas.

SYNOPSIS – Liquefaction of saturated sands is a serious threat to structures built on shallow foundations in seismically active regions. The implementation of performance-based design in these cases is affected by a poor understanding on the mechanisms related to the development, magnitude of the effects and mitigation of earthquake-induced liquefaction, which were investigated as part of a research project combining experimental and numerical techniques. This paper concentrates on the experimental component of the research based on centrifuge modelling, the use of this technique for investigation of liquefaction problems being described. Some of the experimental observations and preliminary conclusions are presented. Both the most important characteristics of the soil-structure system behaviour when the soil liquefies and those determining the performance of densification as a liquefaction resistance measure are considered.

Palavras Chave – Liquefacção induzida por sismos, areia saturada, modelação física na centrifugadora.

* Mestre (DEC-FCTUC), Estudante de Doutoramento, Schofield Centre, Cambridge University Engineering Dep., UK, pal37@cam.ac.uk e Assistente do Dep. de Eng. Civil da Universidade de Coimbra, Portugal, pac@dec.uc.pt.

** PhD (Cantab), Post-doc & Senior Engineer, Schofield Centre, Cambridge University Engineering Department, UK, skh20@cam.ac.uk

*** PhD (Cantab), Senior Lecturer & Assistant Director, Schofield Centre, Cambridge University Engineering Department, UK, mspg1@cam.ac.uk

1 – INTRODUÇÃO

A liquefacção de maciços granulares constitui uma preocupação significativa que deve ser tida em conta no dimensionamento de estruturas construídas em depósitos saturados de areia solta em regiões sísmicamente activas. Os efeitos da liquefacção induzida por sismos têm em geral consequências extremamente nefastas sobre as estruturas fundadas nos depósitos afectados, sendo urgente melhorar o conhecimento sobre o fenómeno, quer no que respeita ao seu desenvolvimento quer no que se refere aos seus efeitos. Além disso, é fundamental aperfeiçoar as técnicas de previsão do comportamento de maciços e estruturas sujeitos a liquefacção assim como otimizar o desempenho das técnicas que possibilitam a mitigação dos efeitos deste fenómeno. Estes aspectos tornam-se particularmente importantes numa época em que existe um esforço internacional conjunto no sentido de promover a adopção da filosofia de projecto baseada no desempenho da estrutura relativamente a problemas de engenharia sísmica geotécnica, nomeadamente quando envolvam liquefacção.

Devido à sua localização, frequentemente ocupando zonas inundadas formadas por solos granulares, as pontes são estruturas extremamente vulneráveis aos efeitos da liquefacção. Tal como tem sido demonstrado em eventos sísmicos passados, as pontes são frequentemente afectadas de forma mais ou menos severa pelos efeitos de liquefacção induzida por sismos. Tal problema é particularmente relevante em países em vias de desenvolvimento, onde nem sempre o problema é devidamente acautelado no projecto, e afecta sobretudo estruturas de dimensão relativamente pequena e construídas sobre fundações superficiais. Nestes casos, a análise de casos de acidentes frequentemente sugere que o colapso de pontes resulta do assentamento e/ou rotação das fundações dos pilares alegadamente causados por perda significativa de capacidade de carga da fundação durante e/ou após o sismo (Hamada et al., 1992). O mecanismo de colapso envolve frequentemente tabuleiros da ponte que são deslocados dos seus apoios, causando eventualmente colapso em cadeia da superestrutura. Felizmente, o colapso destas estruturas, ainda que muitas vezes dramático, não é usualmente acompanhado de um número significativo de vítimas, uma vez que o processo decorre usualmente de forma relativamente lenta e o colapso ocorre em geral algum tempo após o fim do sismo (Yong et al., 1988). Tal facto não reduz o carácter catastrófico do colapso de pontes devido a liquefacção induzida por sismos, uma vez que tais acontecimentos afectam de forma crítica o funcionamento dos meios urgentes de salvamento imediatamente após a catástrofe e prolongam significativamente o tempo de perturbação das actividades sociais e económicas afectadas pelo problema.

Actualmente, a verificação da segurança de estruturas relativamente ao problema de liquefacção das fundações é essencialmente baseada em regras semi-empíricas, as quais não se adequam convenientemente aos requisitos modernos do projecto baseado no desempenho. Do mesmo modo, a implementação de técnicas destinadas a mitigar os efeitos da liquefacção não obedece a princípios fundamentais sólidos. Este aspecto é particularmente notório no caso da densificação, que apesar de ser a técnica mais popular para aumentar a resistência dos maciços à liquefacção continua a ser habitualmente implementada com base em princípios semi-empíricos suportados essencialmente pela experiência deduzida com base em acontecimentos reais. Embora alguns programas de elementos finitos actuais, utilizados em conjunto com modelos reológicos avançados capazes de descrever o comportamento de solos saturados sob solicitações dinâmicas, apresentem um potencial elevado, a sua utilização e o seu desempenho na prática mantêm-se abaixo das expectativas. Uma das razões para tal é o fraco conhecimento dos mecanismos físicos que contribuem para as consequências do fenómeno da liquefacção, o que deriva das limitações da informação providenciada tanto pela análise de casos reais resultantes de sismos anteriores como pelos resultados de ensaios laboratoriais realizados em amostras de pequena dimensão. No caso da análise de consequências de casos reais, é em geral insuficiente o conhecimento sobre as condições do terreno antes do sismo, sobre as características do próprio sismo e ainda sobre a forma como a estrutura e o maciço se

comportam durante e após o sismo. De facto, face à usual ausência de instrumentos de medição de acelerações, deformações e pressões neutras no terreno e na estrutura, a única informação disponível com alguma certeza refere-se à identificação de sinais indicadores de ocorrência de liquefacção e à avaliação das consequências finais dos efeitos deste fenómeno. No caso dos ensaios de laboratório realizados em condições controladas sobre amostras de pequena dimensão, as suas inegáveis virtudes não permitem ignorar que o ensaio permite apenas simular o comportamento de um elemento singular do depósito sujeito a uma acção cíclica que representa uma versão idealizada ou simplificada da acção real. Apesar de este tipo de ensaios serem inquestionavelmente uma ferramenta essencial para a aplicação futura de técnicas numéricas ao projecto sísmico geotécnico baseado no desempenho, a sua contribuição dificilmente esclarecerá sobre os mecanismos que contribuem para o comportamento de estruturas sujeitas a liquefacção da fundação induzida por sismos.

Tendo em conta as limitações do conhecimento relativamente ao fenómeno de liquefacção, nomeadamente no que se refere aos mecanismos que controlam os seus efeitos em estruturas construídas em depósitos susceptíveis à liquefacção com ou sem técnicas de mitigação, a modelação dinâmica na centrifugadora oferece uma ferramenta de investigação única capaz de superar as limitações da observação de casos reais e dos ensaios laboratoriais em amostras de pequena dimensão. Para além disso, a descrição detalhada do comportamento dos modelos físicos ensaiados na centrifugadora permite calibrar as técnicas numéricas disponíveis e melhorar a confiança na sua validade ao ponto de que estas possam ser utilizadas na prática com eficácia. Finalmente, a avaliação da necessidade de técnicas destinadas a melhorar a resistência do maciço à liquefacção e a optimização da sua aplicação poderão também beneficiar do conhecimento científico proporcionado por esta técnica de modelação física dos solos.

2 – DESCRIÇÃO DO PROJECTO DE INVESTIGAÇÃO

Com o objectivo de melhorar o conhecimento relativamente ao fenómeno da liquefacção, nomeadamente no que se refere ao seu desenvolvimento e aos seus efeitos sobre fundações superficiais de pontes de pequena dimensão, assim como em relação à mitigação dos seus efeitos através de densificação, um programa de investigação tem sido desenvolvido no Schofield Centre, Cambridge University Engineering Department desde 2002. Este programa de investigação é financeiramente suportado pelo EPSRC (Engineering and Physical Sciences Research Council) e pela Mott MacDonald, UK, que também colabora na componente técnica do projecto relativamente à implementação da técnica de densificação. O projecto de investigação visa os diferentes aspectos do problema, desde a sua caracterização científica até ao aperfeiçoamento de ferramentas experimentais e numéricas que tornem viável a implementação na prática do projecto baseado no desempenho.

2.1 – Definição do problema

Apesar da segurança de pontes relativamente pequenas construídas sobre fundações superficiais em depósitos de areia saturada sujeitos a liquefacção induzida por sismos estar frequentemente comprometida, o comportamento destas estruturas não está claramente estabelecido. Tal deficiência estende-se ao caso em que zonas densificadas são criadas sob a fundação para minimizar os efeitos da liquefacção do maciço. Neste caso, importantes questões como a geometria que proporciona a melhor relação benefício/custo ou a importância da migração do excesso de pressão neutra entre diferentes zonas do maciço continuam por esclarecer. Os meios laboratoriais e numéricos necessários à implementação na prática do projecto baseado no desempenho, para problemas de liquefacção, sofrem da falta de elementos que permitam a sua validação e calibração, pelo que a aplica-

ção desta técnica de dimensionamento se encontra seriamente comprometida. Este problema é agravado pelas consequências do fenómeno de interacção solo-estrutura presente em acções sísmicas assim como pela influência do estado de tensão efectiva inicial e da densidade relativa da areia relativamente ao excesso de pressão neutra gerado durante uma solicitação dinâmica.

2.2 – Objectivos da investigação

Tendo em conta as características do problema em estudo, o projecto de investigação pretende focar os seguintes aspectos:

- a) caracterização do comportamento de pontes relativamente pequenas construídas sobre fundações superficiais em depósitos de areia saturada sujeitos a liquefacção induzida por sismos, com especial ênfase nos mecanismos responsáveis pelas deformações excessivas ou pelo colapso frequentemente observados nestas estruturas em consequência de sismos reais;
- b) caracterização do comportamento de pontes relativamente pequenas construídas sobre fundações superficiais inseridas em zonas densificadas destinadas a aumentar a resistência do depósito à liquefacção induzida por sismos, com especial ênfase nos mecanismos responsáveis pelas deformações da fundação;
- c) optimização da geometria da zona densificada quando utilizada como medida de mitigação da liquefacção induzida por sismos, esclarecendo cientificamente as razões pelas quais zonas densificadas extensas parecem conferir maior protecção às estruturas relativamente aos efeitos da liquefacção;
- d) desenvolvimento de técnicas híbridas de melhoria e/ou reforço de solos baseadas em densificação que melhorem o desempenho em relação ao uso isolado desta técnica enquanto medida de protecção de estruturas relativamente ao fenómeno da liquefacção;
- e) caracterização detalhada do comportamento da areia, susceptível à liquefacção, usado no estudo, sob solicitações aplicadas em laboratório em condições de drenagem e carregamento controladas, avaliando a validade dos resultados para avaliação da resistência de depósitos reais à liquefacção e para quantificação de parâmetros necessários à aplicação de técnicas numéricas de previsão do comportamento;
- f) avaliação da capacidade de técnicas numéricas avançadas para modelação e previsão do comportamento de pontes construídas sobre fundações superficiais em depósitos susceptíveis à liquefacção induzida por sismos, com ou sem uso de densificação para aumentar a resistência do depósito à liquefacção.

2.3 – Metodologia seguida na investigação

Tendo em conta as limitações e potencialidades associadas às diversas técnicas de caracterização e modelação do comportamento de solos, assim como as características do problema e os objectivos que se pretendem atingir, o projecto de investigação foi desenvolvido com base na complementaridade da modelação física na centrifugadora, dos ensaios laboratoriais realizados sobre amostras de pequena dimensão, ditos elementares, e da modelação numérica. A Figura 1 esquematiza o modo como estas técnicas foram exploradas de forma a atingir os objectivos propostos, cuja diversidade e complexidade impossibilitam a utilização isolada de qualquer dos métodos de investigação descritos.

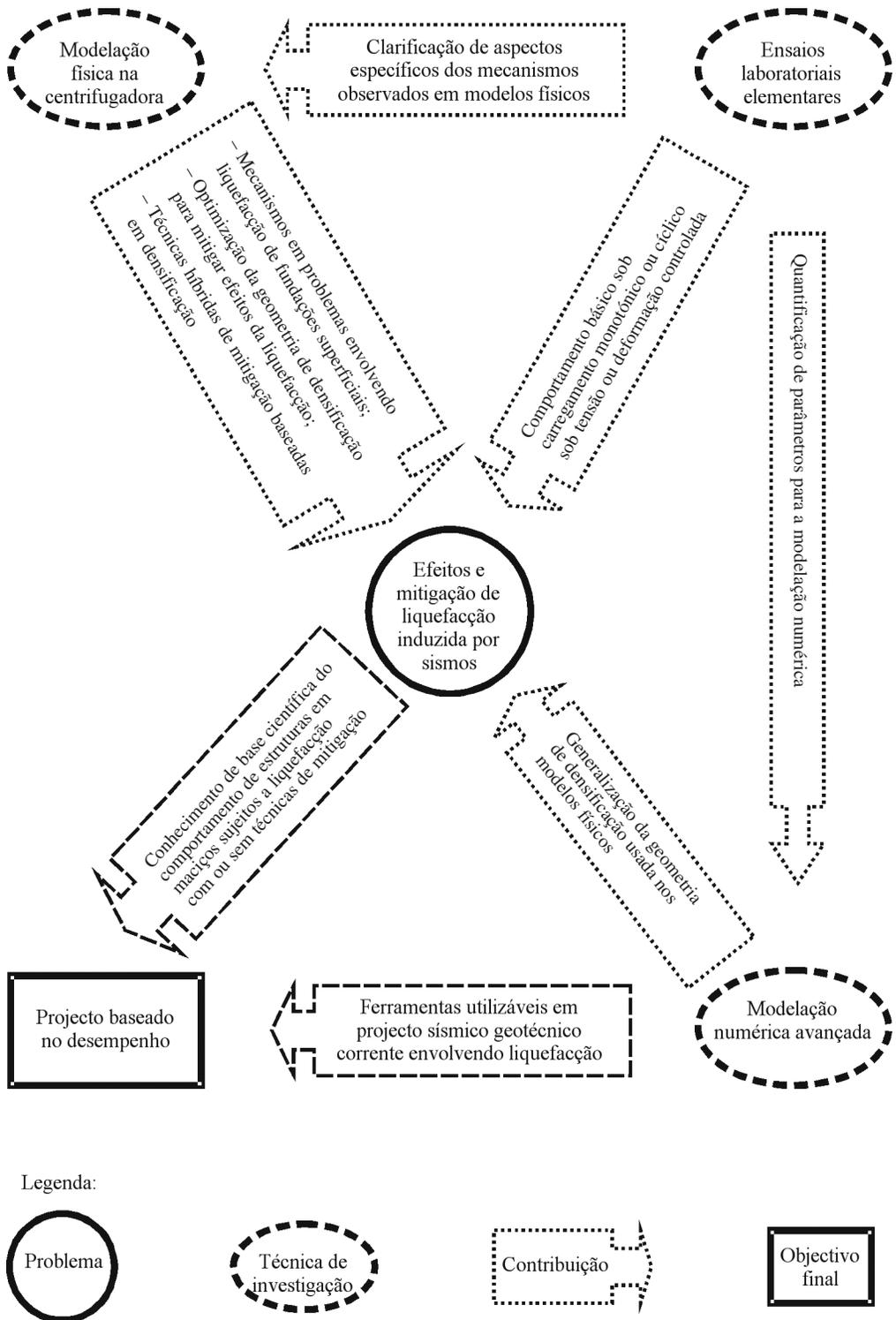


Fig. 1 – Representação esquemática da metodologia utilizada no projecto de investigação.

A componente experimental do programa de investigação baseia-se sobretudo na modelação física realizada na centrífugadora, através da qual se procurou clarificar alguns dos principais aspectos mal esclarecidos do problema. Em particular, procurou-se definir os mecanismos relevantes para o comportamento de estruturas construídas sobre fundações superficiais em solos susceptíveis à liquefacção, com ou sem técnicas para melhoramento da resistência à liquefacção induzida por sismos. A importância de vários fenómenos, como a migração do excesso de pressão neutra entre diferentes zonas do depósito, a interacção solo-estrutura, quer no que se refere à geração de pressão neutra no depósito, quer no que se refere às deformações da fundação, entre outros, foi avaliada durante e após a ocorrência do sismo. Foi ainda realizado um estudo paramétrico com o objectivo de definir a geometria de densificação com a melhor relação benefício-custo, utilizado ainda para clarificar o modo como a existência de zonas densificadas melhora o comportamento das estruturas sujeitas aos efeitos da liquefacção. Finalmente, tendo por base as observações realizadas nos ensaios precedentes, avaliou-se a possibilidade de complementar a técnica de densificação com outras técnicas capazes de melhorar o seu desempenho relativamente à mitigação da liquefacção.

A fim de avaliar os diferentes aspectos do problema, os 14 ensaios dinâmicos realizados na centrífugadora foram agrupados da seguinte forma:

- a) Grupo I- 3 ensaios realizados sobre modelos representativos de depósitos uniformes e saturados de areia com densidade relativa de 50, 60 e 80 %, destinados a esclarecer aspectos básicos da liquefacção de maciços granulares saturados induzida por sismos e caracterizar o comportamento da parte do depósito do sistema solo-estrutura em estudo que se encontra afastado da influência da estrutura, dito campo livre (free-field);
- b) Grupo II- 2 ensaios realizados sobre modelos representativos de pontes de pequena dimensão construídas sobre depósitos sujeitos a liquefacção, destinados a esclarecer os mecanismos que levam ao eventual colapso das estruturas durante ou após a acção sísmica;
- c) Grupo III- 5 ensaios realizados sobre modelos representativos de pontes construídas sobre zonas densificadas de diferente geometria, destinados a clarificar os mecanismos que tornam esta técnica tão atractiva na mitigação da liquefacção e tentar optimizar o volume de material a densificar para maximizar a razão benefício-custo;
- d) Grupo IV- 4 ensaios em que se procura avaliar a possibilidade de melhorar o desempenho da densificação enquanto medida de mitigação da liquefacção induzida por sismos, tendo por base os mecanismos relevantes observados nos restantes modelos físicos.

De modo a confirmar alguns dos mecanismos observados nos modelos físicos testados na centrífugadora, relativamente aos quais a medição de tensões e extensões no solo é usualmente limitada, assim como caracterizar o comportamento do solo durante solicitação triaxial monotónica e cíclica aplicada sob tensão ou deformação controlada e ainda providenciar informação qualitativa relativamente aos parâmetros a utilizar nos modelos numéricos, foram realizados os seguintes ensaios triaxiais sobre amostras de areia saturada:

- a) Grupo I- 2 ensaios de consolidação isotrópica realizados sobre amostras preparadas com densidades relativas de 50 e 80 %;
- b) Grupo II- 4 ensaios de compressão triaxial drenada realizados sobre amostras preparadas com densidades relativas de 50 e 80 % e consolidadas sob dois diferentes níveis de tensão (40 e 120 kPa);
- c) Grupo III- 4 ensaios de compressão triaxial não drenada realizados sobre amostras preparadas com densidades relativas de 50 e 80 % e consolidadas sob dois diferentes níveis de tensão (40 e 120 kPa);

- d) Grupo III- 4 ensaios triaxiais cíclicos não drenados realizados sobre amostras preparadas com densidades relativas de 50 e 80 %, consolidadas sob dois diferentes níveis de tensão (40 e 120 kPa) e ciclicamente solicitadas sob ratios τ/σ'_{v0} de 0.2.
- e) Grupo IV- 2 ensaios triaxiais não convencionais destinados a clarificar alguns dos aspectos dos mecanismos globalmente identificados nos modelos físicos ensaiados na centrífugadora.

Tendo em conta os objectivos a atingir, a componente numérica do projecto de investigação, que foi desenvolvida com base no programa de elementos finitos Swandyné (Chan, 1988) utilizando o modelo de Pastor- Zienkiewicz Mark-III (Zienkiewicz et al., 1985, Pastor et al., 1985, Pastor e Zienkiewicz, 1986 e Pastor et al., 1990), foi organizada em 3 fases distintas:

- a) Fase I- quantificação dos 15 parâmetros do modelo P-Z-III que permitem simular convenientemente o comportamento da areia sob os diversos tipos de solicitações aplicadas em condições controladas no triaxial;
- b) Fase II- simulação dos ensaios físicos realizados na centrífugadora, procurando identificar a similitude dos mecanismos que determinam o comportamento dos modelos físicos e dos modelos numéricos;
- c) Fase III- simulação de modelos que possuam uma geometria da zona densificada que, por limitações físicas da centrífugadora, não foi considerada nos modelos físicos, permitindo analisar a importância da extensão da zona densificada para além do que é possível observar pelos modelos físicos.

Este artigo concentra-se fundamentalmente na apresentação das conclusões preliminares obtidas com base nos modelos físicos ensaiados na centrífugadora, sendo feita referência a resultados de ensaios elementares ou de modelação numérica quando tal facilitar a discussão dos resultados. Algum do progresso atingido até ao momento no projecto de investigação relativamente à modelação numérica é descrito por Haigh et al. (2005).

3 – MODELAÇÃO DE PROBLEMAS DE LIQUEFACÇÃO NA CENTRIFUGADORA

O projecto de investigação descrito neste artigo assenta fortemente no uso das potencialidades da modelação física dinâmica na centrífugadora para a investigação de problemas de liquefacção de maciços não coesivos saturados sob acções sísmicas. Tal opção justifica-se pelas limitações associadas ao uso de ensaios laboratoriais sobre amostras de pequena escala e à aplicação de técnicas de modelação numérica. De facto, apesar da forma notável como Ishihara (1993, 1996) e outros investigadores racionalizaram o conhecimento relativo ao fenómeno da liquefacção, utilizando sobretudo resultados de ensaios laboratoriais de rigor científico inquestionável, esta padece das limitações que tais ensaios envolvem na investigação de problemas desta natureza, em que o tipo de solicitação, a grandeza das deformações ou as condições de fronteira e de drenagem da situação real dificilmente se podem reproduzir num mesmo ensaio. Talvez por isso e pelo facto de os modelos numéricos apresentados como capazes de reproduzir o comportamento não drenado de solos não coesivos sob acções cíclicas apresentarem frequentemente sérias limitações (Manzari e Dafalias, 1997), o projecto de colaboração internacional VELACS tenha provado a falibilidade das previsões numéricas neste campo da engenharia sísmica geotécnica (Manzari et al, 1994). Tais problemas são significativamente agravados pelo facto de que, de uma forma geral, os mecanismos que determinam o comportamento de estruturas sobre maciços liquefeitos serem mal conhecidos.

3.1 – Uso da modelação física na centrífugadora em problemas geotécnicos

A modelação física na centrífugadora envolve o ensaio de modelos construídos a uma escala reduzida sujeitos a campos de gravidade de magnitude muito superior à gravidade da Terra, sendo consensualmente aceite como uma técnica valiosa em engenharia geotécnica. A sua aplicação ao estudo do comportamento dinâmico de solos conheceu um interesse crescente nas duas últimas décadas, tendo contribuído decisivamente para a evolução do conhecimento nesta área. O desenvolvimento de novos e mais versáteis contentores, actuadores sísmicos e instrumentos em miniatura tem contribuído para a utilização desta técnica em geotecnia. O Schofield Centre, pólo do Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge dedicado à modelação de processos e construção em geotecnia, é um dos mais antigos centros mundiais que usa a modelação na centrífugadora em investigação geotécnica.

O uso da modelação física na centrífugadora como técnica de investigação de problemas geotécnicos baseia-se no uso da aceleração centrífuga para impor no modelo o nível de tensão presente no protótipo. Esta técnica potencia as virtudes da modelação física convencional, conduzida a 1-g, como sejam a possibilidade de reproduzir o estado físico do solo e de aplicar solicitações realistas, de forma controlada, sob condições de fronteira adequadas ao problema em questão. Assim, a modelação na centrífugadora é usualmente aceite como um complemento bastante útil do método de observação de obras geotécnicas reais (Schofield, 1998). Randolph e House (2001) defendem ainda a complementaridade da modelação física na centrífugadora e da modelação numérica em problemas geotécnicos, pois se a segunda proporciona um meio muito mais económico para analisar o comportamento de uma estrutura geotécnica, a primeira permite identificar os aspectos mais importantes que determinam o comportamento assim como proporcionar observações valiosas que permitem a calibração dos modelos numéricos.

Se as virtudes da modelação física na centrífugadora se aplicam à grande maioria dos problemas geotécnicos, elas são particularmente visíveis no caso de engenharia sísmica geotécnica envolvendo liquefacção, em que a complexidade do problema se conjuga com a quase total ausência de observações reais detalhadas do comportamento de conjunto solo-estrutura. De facto, o estudo do comportamento de maciços granulares saturados sob a acção de sismos fortes é um dos problemas mais complexos em geotecnia, pois a redução do estado de tensão efectiva causada pela geração de excessos de pressão neutra durante a acção dinâmica resulta, por si só, numa degradação dramática das propriedades mecânicas do solo. Além disso, as propriedades mecânicas do solo tendem a variar consideravelmente em cada ciclo com o nível de deformação e também com o número de ciclos, num comportamento descrito como exibindo histerese com degradação (Ishihara, 1996). Por outro lado, atendendo ao carácter imprevisível das acções sísmicas, quer quanto ao momento como quanto ao local da sua ocorrência, as observações à escala real destes fenómenos têm valor consideravelmente limitado, uma vez que é geralmente impossível obter informação detalhada sobre as características locais do sismo, as condições originais do maciço e o comportamento do solo e das estruturas durante e imediatamente após a solicitação dinâmica. É por esta razão que grande parte do conhecimento em engenharia sísmica geotécnica se baseia em análises pós-evento das consequências de sismos, o que exige em geral interpretações bastante subjectivas sobre as características mais elementares do sismo e do comportamento do solo. Pelo facto de recriar os estados físico e de tensão do maciço natural, assim como reproduzir as suas variações durante a aplicação de solicitações dinâmicas controladas que geram excessos de pressão neutra realistas, a modelação na centrífugadora tem no estudo da liquefacção de maciços granulares saturados sob acções sísmicas uma das aplicações mais promissoras. A importância desta técnica é ainda reforçada pela inexistência de alternativas de mérito incontestável que permitam identificar os mecanismos que determinam o comportamento do sistema solo-estrutura.

3.2 – Técnica da modelação dinâmica na centrífugadora em engenharia sísmica geotécnica

Na modelação na centrífugadora, um modelo construído com materiais geotécnicos é sujeito a uma solicitação equivalente à que actua no protótipo, o qual é uma representação simplificada do problema real que inclui apenas os aspectos tidos como determinantes para a sua compreensão. O uso, durante o ensaio, de um campo de aceleração gravítica, gerado pela rotação da centrífugadora, muito superior ao real, justifica-se pelo facto de o comportamento do solo ser altamente dependente do estado de tensão a que se encontra sujeito, pelo que um modelo à escala reduzida não pode, por si só, representar fielmente o comportamento real. Caso a modelação seja bem conduzida, a resposta do modelo pode ser extrapolada para o protótipo e ser tomada como representativa da realidade. A validade da técnica depende de vários aspectos que a seguir se descrevem com base na experiência do Schofield Centre.

3.2.1 – Leis de escala

O estudo da resposta de um maciço sob uma acção sísmica, com base num modelo ensaiado na centrífugadora, requer a aplicação de leis de escala adequadas, as quais relacionam a acção sísmica real com a acção equivalente a aplicar ao modelo e permitem extrapolar os resultados experimentais obtidos no modelo para a escala real (protótipo). O Quadro 1 ilustra as leis de escala fundamentais utilizadas em modelação na centrífugadora, estabelecidas com base na necessidade de garantir a semelhança do estado de tensão no modelo e no protótipo a profundidades equivalentes. Por exemplo, num ensaio realizado sob uma aceleração centrífuga igual a N vezes a aceleração gravítica (g), o modelo é uma representação à escala de $1/N$ do protótipo e a acção sísmica que se lhe transmite tem uma frequência e amplitude de acelerações N vezes superiores às do protótipo. Os deslocamentos medidos no modelo são multiplicados por N para obter os valores no protótipo. Como se ilustra no Quadro 1, a lei de escala a aplicar ao tempo depende do tipo de problema em questão: se num problema de percolação o tempo no protótipo é N^2 vezes superior ao medido no modelo, no caso de uma acção dinâmica num depósito granular seco, o tempo no protótipo é apenas N vezes superior ao do modelo. Este facto gera conflitos na modelação na centrífugadora de problemas em que a acção dinâmica ocorre em simultâneo com processos de fluxo, como acontece em maciços granulares saturados sob acções sísmicas. Nestes casos, a fim de reduzir N vezes a velo-

Quadro 1 – Leis de escala utilizadas em modelação física na centrífugadora (Schofield, 1981).

Parâmetro	Escala: modelo/protótipo	Dimensões
Dimensão linear	$1/N$	L
Massa	$1/N^3$	M
Tempo (fenómeno de fluxo)	$1/N^2$ (b)	T
Tempo (fenómeno dinâmico)	$1/N$	T
Velocidade	1	LT^{-1}
Velocidade de fluxo	N (b)	LT^{-1}
Aceleração	N	LT^{-2}
Frequência	N	$1/T$
Força	$1/N^2$	MLT^{-2}
Tensão	1	$ML^{-1}T^{-2}$
Extensão	1	1

a) considerando um nível de aceleração centrífuga de N

b) utilizando o mesmo fluido no modelo e no protótipo

cidade de fluxo e aumentar na mesma razão o tempo, é necessário saturar o modelo com um fluido com uma viscosidade N vezes superior à do fluido presente no protótipo, no que usualmente se designa por escalamento através da viscosidade dos fluidos. Deste modo é eliminado o conflito entre a lei de escala do tempo deduzida do fenómeno dinâmico e do processo de fluxo, sendo o tempo no protótipo N vezes superior ao tempo no modelo.

3.2.2 – Preparação dos modelos

A preparação dos modelos e as condições em que estes são ensaiados são aspectos fundamentais da modelação na centrifugadora, pois estes determinam a qualidade dos resultados obtidos. O objectivo é que o modelo se comporte como o protótipo e os resultados representem a realidade, ainda que de um modo geral os modelos sejam construídos com solo reconstituído, o qual exhibe as conhecidas limitações no que se refere à representação do comportamento de solos reais, devido à questão da diferença das estruturas presentes no solo natural e reconstituído. De particular importância são as condições de fronteira impostas aos modelos. Uma vez que estes possuem em geral dimensão limitada, é importante que as fronteiras físicas não determinem o comportamento do modelo geotécnico que se pretende avaliar, nomeadamente na modelação de acções dinâmicas.

– Condições de fronteira

Nas centrifugadoras de maior capacidade, os modelos são preparados no interior de um contentor que define a fronteira física do modelo durante o ensaio. No caso de ensaios dinâmicos, é essencial utilizar contentores com paredes que imitem o comportamento do solo durante o ensaio, de forma a simular uma extensão lateral infinita do modelo e minimizar os designados efeitos de fronteira. Por esta razão, em ensaios dinâmicos na centrifugadora, os contentores primitivos do tipo rígido usados em problemas estáticos são substituídos por contentores tipo “ESB” (“Equivalent Shear Beam”), formados por anéis intercalados de metal e neoprene com rigidez global equivalente à do solo em estudo (Zeng e Schofield, 1996). O mais recente contentor tipo “ESB” construído no Schofield Centre (Fig. 2), possui dimensões internas (L x B x H) de 673 mm x 253 mm x 427 mm, sendo as suas características detalhadas por Brennan e Madabhushi (2002).

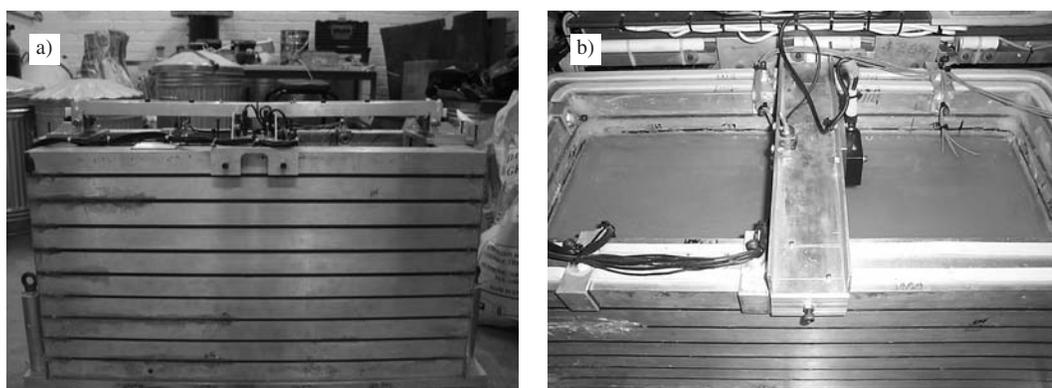


Fig. 2 – Vistas lateral (a) e superior (b) do mais recente contentor “ESB” do Schofield Centre.

Embora o princípio subjacente ao funcionamento dos contentores tipo ESB seja sólido, a utilização destes na prática mostra algumas dificuldades, até porque por um lado, o seu funcionamento,

em rigor, só é válido para as condições de dimensionamento, as quais se baseiam necessariamente num só tipo de areia colocada com uma determinada densidade. Por outro lado, sobretudo em problemas de liquefacção, em que as propriedades mecánicas da areia sofrem degradação significativa durante o ensaio, os efeitos de fronteira tendem a aumentar à medida que as propriedades da areia se afastam das exibidas pelas paredes, as quais mantêm uma rigidez constante ao longo do ensaio. No caso de problemas de liquefacção, tal obriga a que apenas a zona central dos modelos deva ser considerada para a avaliação do comportamento de maciços e estruturas durante acções sísmicas (Coelho et al., 2003).

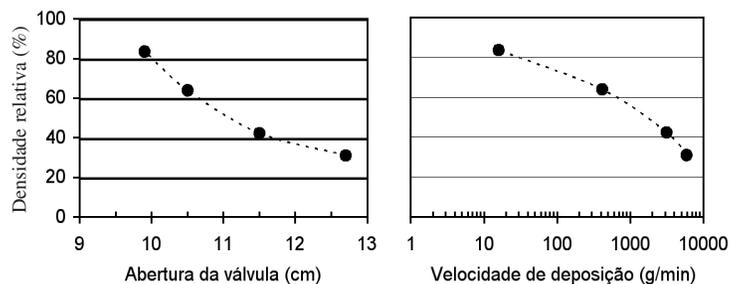
– Colocação da areia

Devido à dimensão dos modelos e às dificuldades em recolher amostras intactas de solos arenosos, os ensaios na centrifugadora destinados a estudar problemas de liquefacção são usualmente realizados sobre modelos formados com solo reconstituído. Ishihara (1993, 1996) descreve os métodos mais comuns de preparação de solos reconstituídos de areia, como sejam a compactação por camadas de areia seca ou húmida, a pluviação aérea de areia seca ou mesmo a sedimentação num fluido, relatando de forma pormenorizada as características dos solos obtidos por cada uma das técnicas. Supõe-se que a técnica mais adequada para a preparação de amostras reconstituídas de areia dependa do ambiente de deposição do depósito natural a estudar e dos efeitos pós-deposicionais a que este tenha estado sujeito durante a sua existência.

Em geral, o método de deposição da areia deve ser reprodutível e garantir uma elevada uniformidade do modelo, qualquer que seja a sua geometria, para além de que deve permitir obter uma variedade de densidades relativas adequada ao problema em estudo. Tendo em conta que, no caso de preparação de modelos com areia uniforme, o método de pluviação aérea de areia seca é o que garante melhores resultados no conjunto destes critérios fundamentais, este é o método geralmente adoptado na preparação de modelos para estudo de problemas de liquefacção no Schofield Centre. A Figura 3 ilustra as características do sistema básico de pluviação de areia seca utilizado na preparação dos modelos ensaiados como parte deste projecto de investigação. A areia seca colocada num silo de altura regulável é libertada a uma velocidade regulada por uma válvula, caindo inicialmente no interior de um tubo e, na fase inicial, caindo livremente sob acção da gravidade. A abertura da válvula determina a velocidade de pluviação e a densidade relativa da areia que constitui o modelo.



a) calibração do sistema de pluviação de areia seca

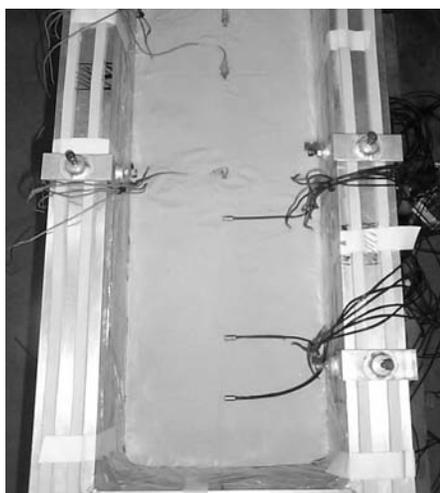


b) abertura da válvula e correspondente velocidade de deposição para obter uma determinada densidade relativa no modelo

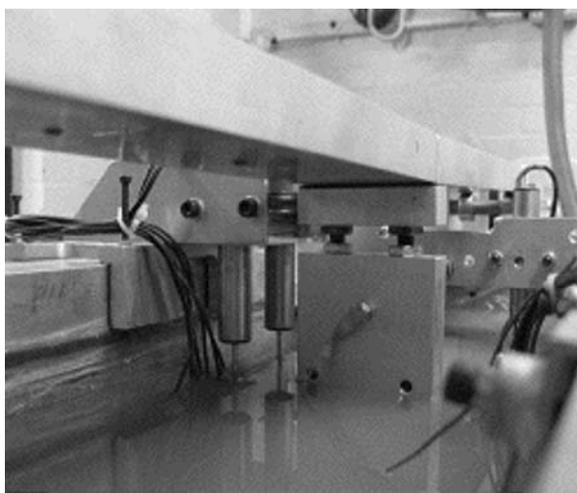
Fig. 3 – Características do sistema de pluviação de areia seca usado na preparação dos modelos.

– Instrumentação

O comportamento dos modelos durante o ensaio na centrífugadora é avaliado através de instrumentação apropriada colocada no interior do solo durante a preparação ou instalada no final nas fronteiras acessíveis do modelo. Um modelo destinado a estudar a liquefacção de areias induzida por sismos pode incluir, para registo de leituras, acelerómetros, transdutores de pressão (PPT) e/ou de deslocamento (LVDT), células de pressão, sensores de medição à distância por laser, entre outros. Os instrumentos devem, simultaneamente, ser relativamente pequenos, para minimizar a perturbação do comportamento do modelo, mas suficientemente resistentes para resistir a uma aceleração centrífuga várias vezes superior à aceleração gravítica. Os cabos de ligação devem obedecer aos mesmos princípios dos próprios instrumentos, para além de que a sua instalação no interior do modelo deve ser planeada de modo a evitar significativo reforço do solo ou criação de caminhos preferenciais de percolação (Fig. 4). Deste modo tenta-se compatibilizar a necessidade de colocar um número significativo de instrumentos capazes de registar detalhadamente o comportamento do modelo com a obrigatoriedade de evitar uma perturbação significativa do comportamento do modelo. Os instrumentos devem também ter uma capacidade de resposta compatível com a frequência da acção dinâmica aplicada que se situa, frequentemente, em redor de 50 Hz. Por isso, não é raro exigir instrumentos capazes de disponibilizar uma frequência de leituras que pode atingir ou mesmo exceder 4 kHz.



a) acelerómetros e transdutores de pressão neutra instalados no solo



b) transdutores de deslocamento e acelerómetros instalados numa ponte e em suportes auxiliares

Fig. 4 – Colocação de instrumentação num modelo a ensaiar na centrífugadora minimizando a perturbação induzida no comportamento.

– Saturação dos modelos

Os ensaios realizados na centrífugadora com o objectivo de caracterizar o comportamento de maciços granulares saturados sob acções sísmicas são normalmente realizados com correcção da viscosidade do fluido. O óleo de silicone de viscosidade seleccionada de acordo com o nível de aceleração gravítica do ensaio era, no passado, o fluido utilizado nos modelos. Recentemente, por razões fundamentalmente económicas e ambientais, os modelos passaram a ser saturados com uma mistura de água com um derivado da celulose (HPMC, Hydroxypropyl Methylcellulose). Neste ca-

so, os custos de preparação e de deposição após o ensaio são uma ínfima parte dos requeridos pelo óleo de silicone, uma vez que o material é barato, fácil de preparar e não produz efeitos adversos significativos sobre o meio ambiente quando diluído em água, pelo que não requer nenhum tratamento especial após a sua utilização. O uso de Methylcellulose em modelação na centrífugadora é descrito por Dewoolkar et al. (1999).

A fim de garantir a eficácia do processo de saturação e evitar a formação de bolhas de ar que afectem o comportamento do modelo e o funcionamento dos transdutores de pressão neutra, a saturação é feita sob vácuo. O modelo, temporariamente selado por uma tampa, é sujeito a uma sucção próxima do vácuo absoluto, enquanto o fluido, sob uma pressão superior, entra lentamente por orifícios localizados na base do contentor. O processo é mantido até toda a quantidade de fluido necessária para saturar o modelo ter sido introduzida.

3.2.3 – A centrífugadora tipo viga do Schofield Centre

A centrífugadora de maior capacidade do Schofield Centre é a centrífugadora tipo viga (“beam centrifuge”), a qual foi construída há mais de 30 anos e é presentemente utilizada para realizar os ensaios dinâmicos. Esta centrífugadora, ilustrada na Figura 5, possui um diâmetro de 10 m e atinge até 150 g com uma massa de 1 tonelada no braço. Como a figura mostra, a máquina consiste essencialmente num braço horizontal, ou viga, que roda em torno de um eixo vertical central. Em cada uma das extremidades existem plataformas capazes de balançar no plano vertical e que suportam o modelo, num dos lados, e o contrapeso, do lado oposto. Em ensaios dinâmicos, a base do modelo encontra-se a 4.125 m do eixo de rotação e atinge uma aceleração centrífuga máxima de 130 g, que em geral é reduzida para 50 g. Por razões de segurança, a centrífugadora está alojada num compartimento enterrado rodeado por uma parede de betão com 1 m de espessura, sendo o ensaio controlado numa sala de controlo remoto.

Os sistemas eléctricos e hidráulicos instalados na centrífugadora permitem o uso de corrente eléctrica, água e ar comprimido no modelo, durante a rotação do sistema, garantindo o funcionamento dos diversos actuadores necessários e dos instrumentos de medida durante o ensaio. Um sistema de aquisição de dados especial é utilizado nos ensaios dinâmicos, a fim de evitar que o ruído electromagnético significativo gerado pelo actuador sísmico afecte os dados obtidos durante o seu funcionamento.



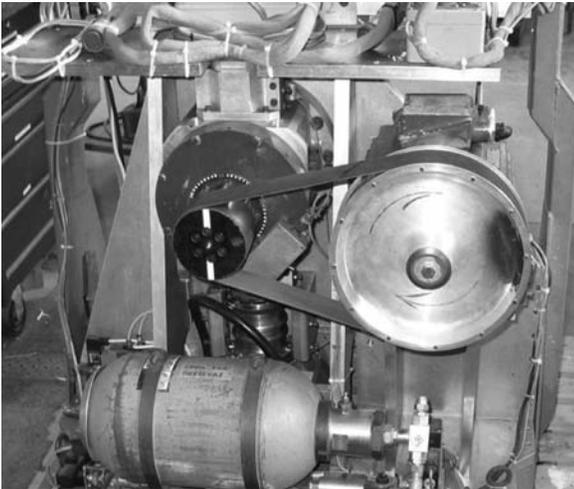
Fig. 5 – Vista da “beam centrifuge” usada no Schofield Centre para ensaios dinâmicos

3.2.4 – O actuador sísmico SAM

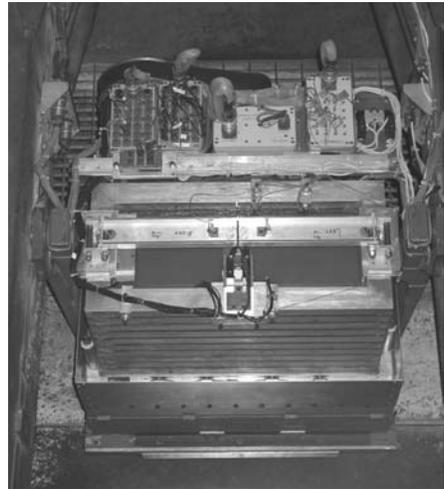
A realização de ensaios dinâmicos na centrífugadora requer um actuador sísmico que, durante a rotação da centrífugadora, gere solicitações dinâmicas de características bem definidas e reproduzíveis. O actuador sísmico tem ainda de ser capaz de produzir acelerações com frequência e magnitude elevadas que correspondam, face às leis de escala aplicáveis, a solicitações realistas. Tal implica que, caso se pretenda reproduzir um evento sísmico real, caracterizado por uma frequência dominante entre 0,2 a 5 Hz (Steedman e Zeng, 1995) e em que as acelerações possam atingir 0,2 g, o actuador sísmico tem de gerar, num ensaio realizado a 50 g, uma simulação com uma frequência dominante de 10 a 250 Hz e com acelerações máximas de 10 g. Os tipos de actuador mais comuns são os do tipo mecânico e hidráulico, sendo estes últimos os mais utilizados nos centros em que a capacidade das centrífugas é menos limitada ou em que se dá maior importância à simulação de acções sísmicas irregulares.

Desde 1995 que os ensaios dinâmicos realizados no Schofield Centre são realizados com base num actuador sísmico designado por SAM (“Stored Angular Momentum”), o qual é ilustrado na Figura 6.a e descrito em pormenor por Madabhushi et al. (1998). Tal como os seus antecessores no centro, este actuador é do tipo mecânico e possui como principal vantagem o baixo custo de construção, manutenção e operação. A energia é armazenada em pás rotativas impulsionadas por um motor trifásico e que, por via de um sistema mecânico adequado, permite solicitar dinamicamente a base do modelo num movimento planar enquanto uma garra de actuação rápida, controlada por ar comprimido, permanece activada. O actuador é colocado em conjunto com o modelo na plataforma instalada no braço da centrífugadora (Figura 6.b).

A Figura 7 ilustra uma simulação sísmica gerada pelo actuador SAM, o qual permite gerar solicitações dinâmicas do tipo sinusoidal, com duração e frequência dominante pré-definidas, e em que os picos de aceleração aplicadas ao modelo são controlados de forma essencialmente qualitativa. Para além de permitir gerar simulações dinâmicas com frequência constante, o actuador sísmico possui ainda a capacidade para gerar eventos em que a frequência varia de forma constante com o tempo, o que nalguns casos permite avaliar a importância da frequência no comportamento do solo.



a) vista frontal quando instalado na plataforma de ensaio



b) vista superior quando carregado no braço da centrífugadora com modelo

Fig. 6 – Vistas do actuador sísmico SAM utilizado no Schofield Centre.

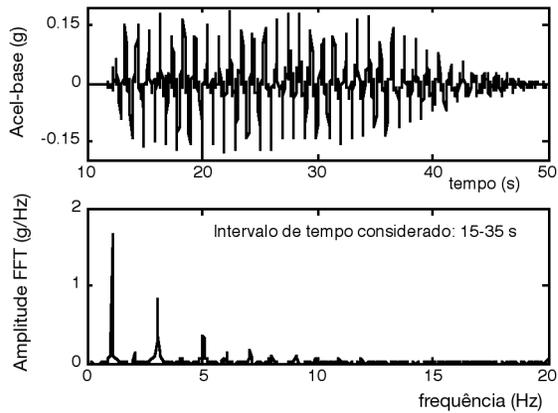


Fig. 7 – Exemplo de história temporal e FFT de simulação sísmica gerada pelo actuador SAM.

4 – CONCLUSÕES PRELIMINARES DO PROJECTO BASEADAS EM MODELAÇÃO FÍSICA NA CENTRIFUGADORA

Os resultados experimentais produzidos pela modelação física na centrífugadora, integrada no projecto de investigação mais abrangente anteriormente descrito, permitem desde já inferir algumas conclusões sobre o problema em estudo. De seguida apresentam-se algumas das conclusões preliminares mais relevantes, organizadas em função da forma como os ensaios realizados na centrífugadora foram agrupados na descrição da metodologia de projecto (§ 2.3).

Os ensaios na centrífugadora foram realizados de acordo com a melhor prática adoptada do Schofield Centre, a qual foi descrita em termos gerais na secção anterior. Os ensaios foram conduzidos na “Beam Centrifuge” sob uma aceleração centrífuga de 50 g, medida a meia altura do modelo físico. Dadas as características do actuador sísmico utilizado, as simulações sísmicas aplicadas aos modelos representam acções dinâmicas quase sinusoidais que, à escala real, possuem uma frequência predominante de 1 Hz e picos de aceleração de valor até 0,3 g. Embora a resposta não drenada de areias saturadas sob solicitações irregulares seja distinta (Ishihara e Nagase, 1988), vários autores demonstram a validade do uso de solicitações sinusoidais uni-frequência em investigação sobre liquefacção (Ghosh e Madabhushi, 2003). A duração, à escala real, dos eventos gerados variou entre 10 e 25 s, os eventos mais longos usados em modelos puramente geotécnicos, para estudar detalhadamente o seu comportamento numa condição liquefeita, e os mais curtos aplicados a modelos incluindo réplicas de estruturas, para observar o comportamento do sistema numa situação mais realista.

Os modelos, na sua componente geotécnica, foram criados com Fracção E de areia de sílica de Leighton Buzzard, uma areia fina e uniforme altamente susceptível à liquefacção. Os depósitos, com 18 m de profundidade, foram formados por pluviação de areia seca, pelo que o seu comportamento pode não reflectir fielmente o de maciços naturais formados em ambientes deposicionais distintos. A velocidade de deposição foi regulada para obter densidades relativas entre 50 e 80 %, sendo estes valores considerados como representativos de areia solta e densa, respectivamente. A densidade relativa correspondente à areia solta foi escolhida pela incapacidade de preparar modelos saturados menos compactos devido à estrutura extremamente colapsível obtida. A densidade relativa correspondente à areia densa foi seleccionada com base nos valores que em geral se aceitam para a capacidade mínima que pode ser atingida no campo com os métodos de densificação in situ.

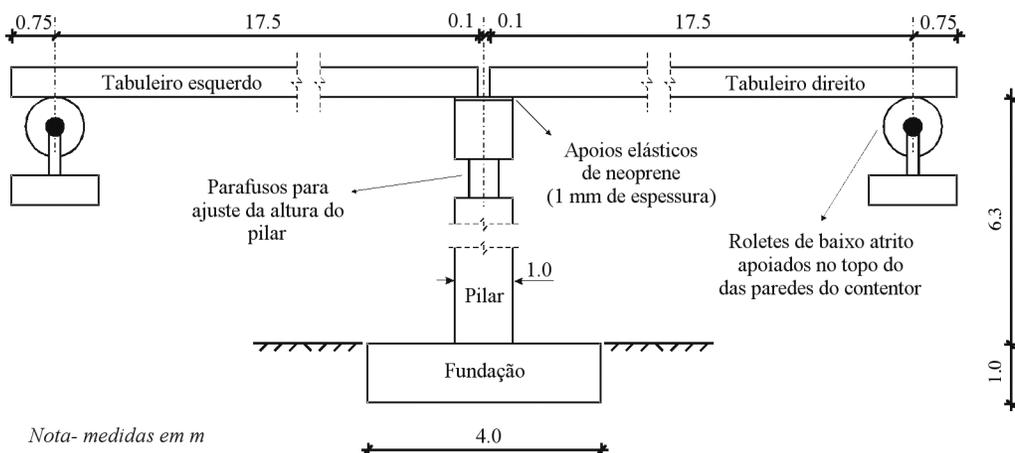


Fig. 8 – Geometria do modelo de ponte utilizado nos ensaios na centrífugadora.

Para eliminar o conflito entre leis de escala, os modelos foram saturados com solução aquosa de Methylcellulose com viscosidade de 50 cSt.

De modo a minimizar os efeitos de fronteira, os modelos foram construídos e testados no interior de um contentor tipo “ESB”, o qual tenta simular o comportamento dinâmico do solo. A fim de permitir modelos representando depósitos com 18 m de profundidade, o contentor tipo “ESB” mais profundo disponível no laboratório, que possui uma profundidade interior de 427 mm e é descrito por Brennan e Madabhushi (2002) foi utilizado na realização dos ensaios.

A Figura 8 ilustra o modelo de ponte utilizado nos modelos ensaiados na centrífugadora em que uma estrutura foi incluída. O modelo de ponte foi construído com peças rígidas produzidas com uma liga de alumínio, sendo constituído por:

- uma fundação directa instalada a 1 de profundidade, com 4 m de largura e comprimento semelhante à largura do contentor, de modo a que o estado de deformação instalado no maciço seja aproximadamente plano e as análises numéricas bidimensionais sejam adequadas;
- um pilar central com mais de 6 m de altura, de altura regulável para corrigir pequenas diferenças na posição da fundação antes do ensaio;
- 2 tabuleiros simplesmente apoiados com vãos de 17,5 m, um apoio duplo formado no topo do pilar através de um apoio elástico de neoprene representativo de apoios reais utilizados nas pontes construídas em zonas sísmicas, e um apoio simples formado por roletes no topo do contentor tipo “ESB”, os quais pretendem evitar acções dinâmicas parasitas transmitidas à estrutura pelas paredes do contentor.

O uso de múltiplos pilares e fundações na estrutura foi condicionado pela dimensão máxima do contentor e pelos efeitos de fronteira próximo das suas paredes, o que desaconselha o uso de zonas do depósito fora do centro para investigar o comportamento do sistema (Coelho *et al.*, 2003). No modelo de ponte mais utilizado nos ensaios, a tensão de contacto transmitida pela base da fundação é de 100 kPa, dos quais 60 % provêm dos tabuleiros e os restantes 40 % se distribuem igualmente pela fundação e pelo pilar. O centro de massa da estrutura está situado sobre o eixo vertical do pilar a uma altura de aproximadamente 0,7 da altura total da ponte medida desde a base da fundação. Num primeiro ensaio foi utilizada uma versão do modelo transmitindo uma tensão de contacto de 75 kPa, com o centro de gravidade a meia altura.

Os modelos foram convenientemente instrumentados, tanto na sua componente geotécnica como estrutural, tendo sido distribuídos, pelo solo e pela estrutura, acelerómetros, transdutores de pressão neutra, de deslocamento e de carga para medir a resposta do modelo às simulações sísmicas aplicadas.

4.1 – Depósitos uniformes e horizontais de areia saturada

O comportamento de maciços uniformes e horizontais de materiais não coesivos saturados, durante acções sísmicas, define o comportamento da zona do depósito não afectada pela estrutura, designada por campo livre (free-field). Este comportamento define a resposta do material numa sollicitação puramente cíclica e pode influenciar o comportamento dinâmico do sistema solo-estrutura quando o depósito sofre liquefacção. A influência da densidade relativa sobre o comportamento do campo livre foi avaliada por 3 modelos testados na centrífugadora, representando depósitos horizontais, uniformes e saturados de areia com densidade relativa de 50, 60 e 80 %. Os modelos foram submetidos a simulações dinâmicas semelhantes para poder comparar a resposta do maciço, conforme discutido em detalhe por Coelho *et al.* (2004a).

4.1.1 – Comportamento durante a acção sísmica

A Figura 9 apresenta as observações realizadas durante a simulação sísmica, nos modelos mais solto e denso, relativamente ao assentamento da superfície, acelerações e excesso de pressão neutra medidos a duas profundidades distintas no interior do depósito e acelerações aplicadas à base do depósito. Os resultados mostram que, durante a acção sísmica, o aumento da densidade relativa do modelo tem os seguintes efeitos:

- redução significativa dos assentamentos à superfície que ocorrem durante o sismo;
- redução limitada da velocidade de geração de excesso de pressão neutra induzida pelos ciclos de carga, embora o valor final do excesso de pressão neutra seja idêntico (as diferenças observadas à superfície parecem ser consequência das dificuldades de avaliar a posição exacta do instrumento superficial no modelo de areia solta);
- aumento significativo dos picos de aceleração transmitidos à zona superficial do depósito, observando-se, relativamente à sollicitação aplicada na base, significativa atenuação das acelerações em areia solta, e considerável amplificação na fase inicial, no caso de areia densa.

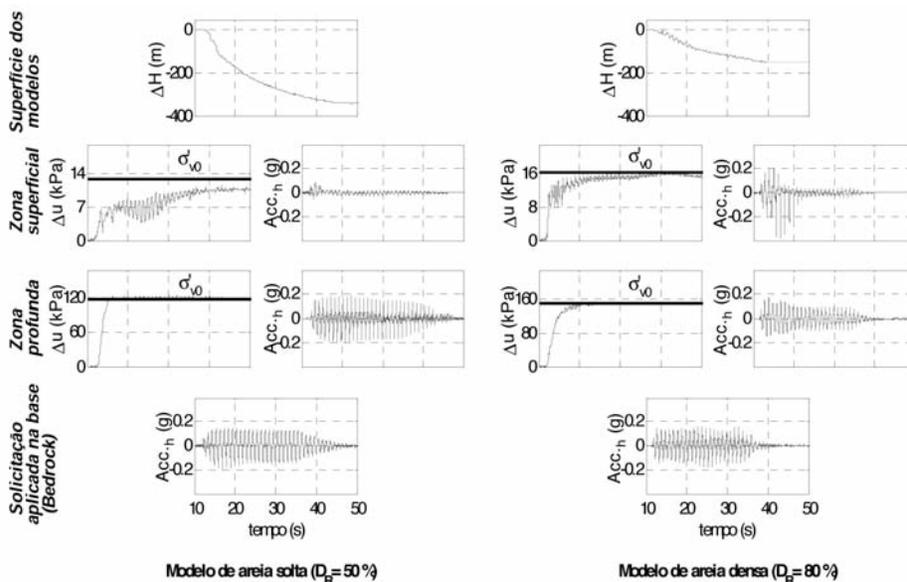


Fig. 9 – Observações durante o sismo em modelos horizontais e uniformes de areia saturada.

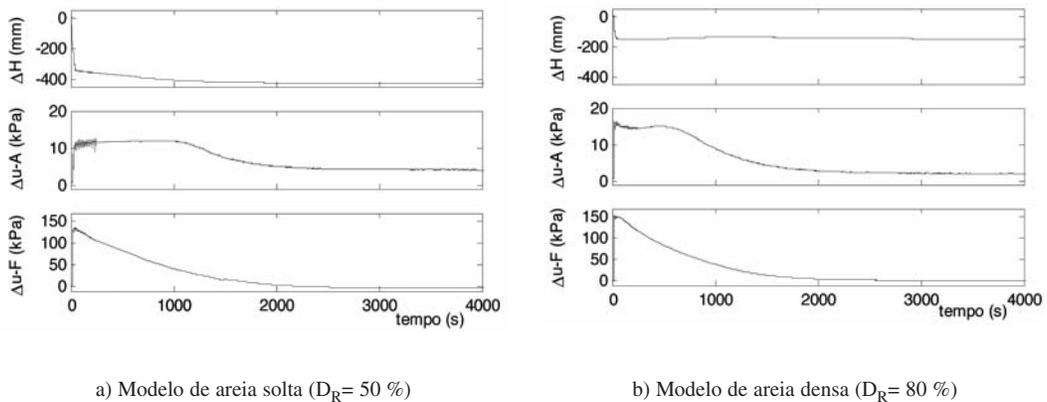


Fig. 10 – Assentamentos e excesso de pressão neutra em modelos horizontais e uniformes de areia saturada durante e muito tempo após o sismo.

4.1.2 – Comportamento após a acção sísmica

A Figura 10 apresenta os assentamentos superficiais e os excessos de pressão neutra junto à superfície (A) e próximo da base do depósito (F), nos mesmos modelos, durante e após a simulação sísmica. Os resultados mostram que, para qualquer densidade relativa do depósito:

- os assentamentos da superfície ocorrem maioritariamente durante a simulação sísmica, sendo quase nulos os assentamentos pós-sismo observados no caso do maciço mais denso;
- maciços que sofram liquefacção induzida por sismos podem manter-se liquefeitos por bastante tempo após o fim do evento, em particular à superfície e no caso de areia solta, sendo a dissipação do excesso de pressão neutra iniciada a partir da base do maciço;
- apesar dos gradientes hidráulicos serem muito semelhantes, as velocidades de assentamento da superfície do terreno correspondentes aos instantes imediatamente antes e imediatamente após o fim do evento sísmico são consideravelmente distintas;

4.1.3 – Fenómeno de liquefacção nos modelos enquanto fenómeno não drenado

A evolução dos assentamentos durante e após a ocorrência do sismo, descrita nas Figuras 9 e 10 e quantificada no Quadro 2, sugere que, nos modelos de depósitos uniformes e horizontais de areia saturada ensaiados na centrífugadora, o fenómeno de liquefacção induzido pela simulação sísmica não se pode descrever como não drenado. De facto, o assentamento da superfície de um depósito uniforme e saturado sob uma solicitação sísmica requer expulsão de um determinado volume de água dos vazios do solo. Uma vez que entre 80 e 95 % do assentamento, de magnitude significativa, se processa durante o sismo, ao mesmo tempo que o solo apresenta valores elevados de excesso de pressão neutra, o comportamento durante este período da areia que forma o modelo pode antes ser descrito como parcialmente drenado.

Quadro 2 – Assentamento da superfície dos modelos horizontais e uniformes de areia saturada.

Densidade relativa do areia no modelo físico (%)	Assentamento absoluto da superfície			Deformação volumétrica média- ϵ_v (%)
	Durante o sismo (mm)	Após o sismo (mm)	Total (mm)	
50	342 (80 % ^(a))	88 (20 % ^(a))	430	2.50
80	148 (95 % ^(a))	7 (5 % ^(a))	155	0.86

^(a)percentagem relativamente ao assentamento total

Aceitando que o comportamento dos modelos físicos ensaiados reflecte, pelo menos de forma qualitativa, o comportamento de maciços naturais, 2 questões podem ser formuladas:

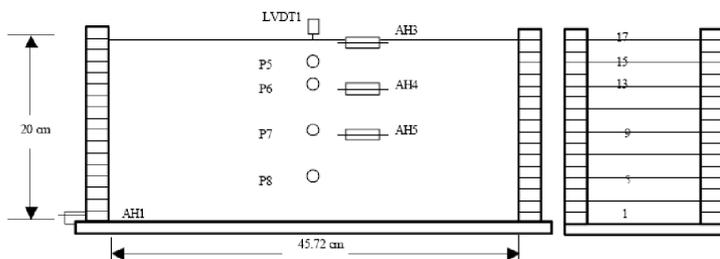
- de que modo podem os ensaios elementares realizados em laboratório sob condições não drenadas ser utilizados para avaliar a resistência de depósitos granulares e saturados à liquefacção, que parece ser um fenómeno parcialmente drenado?;
- qual a influência que o fluxo vertical e ascendente de água tem no desenvolvimento da liquefacção num maciço de areia saturada?

Relativamente à primeira questão, os ensaios laboratoriais não drenados podem fornecer uma imagem distorcida do desenvolvimento da liquefacção num depósito natural, uma vez que não levam em consideração os efeitos dos fluxos de água entre diferentes zonas do maciço durante o sismo. De qualquer modo, tendo em conta o seu mérito na comparação do excesso de pressão neutra gerado em condições não drenadas em diferentes situações e o potencial único para calibração de modelos numéricos, estes ensaios continuam a ser interessantes no estudo de problemas de liquefacção. Porém, a transposição directa de conclusões obtidas nestes ensaios para descrever o comportamento de maciços naturais deve ser feita com bastante cuidado.

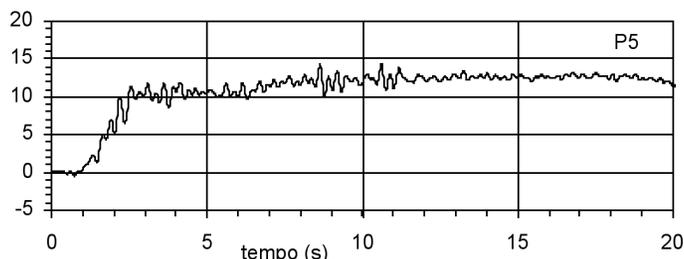
No que se refere ao problema da consideração do fluxo ascendente num maciço com as características dos modelos ensaiados na centrífugadora, a sua existência pode contribuir para a liquefacção de zonas mais superficiais do maciço. Tal deve-se a dois factores principais, que determinam o facto de a maior profundidade ser maior o excesso de pressão neutra gerado. Por um lado, caso o rácio do excesso de pressão neutra contra a tensão efectiva inicial, $\Delta u/\sigma'_{v0}$, cresça a igual ritmo a qualquer profundidade, conclui-se que quanto maior a profundidade maior o excesso de pressão neutra gerado no mesmo número de ciclos. Por outro lado, verifica-se que as areias tendem a comportar-se como mais soltas para maiores tensões efectivas de consolidação, pelo que o diferencial do excesso de pressão neutra entre a base e o topo é reforçado. Este fluxo vertical e ascendente tem certamente efeitos sobre o excesso de pressão neutra à superfície, os quais se adicionam ao excesso de pressão neutra gerado localmente.

A importância do fluxo vertical sobre o excesso de pressão neutra junto à superfície de um depósito uniforme de areia saturada durante uma acção sísmica pode também ser avaliada através de análise numérica, como demonstram Prachathananukit e Manzari (2000). Os autores comparam as observações do excesso de pressão neutra gerado por um sismo no modelo 1 de areia saturada realizado durante o projecto VELACS (Taboada e Dobry, 1994), com os resultados da simulação numérica realizada através de um programa de elementos finitos que permite análise acoplada não linear em termos de tensões efectivas, utilizando o modelo constitutivo proposto por Manzari e Dafalias (1997). Verificou-se que, utilizando parâmetros calibrados com base em ensaios laboratoriais monotónicos e cíclicos, é possível reproduzir razoavelmente o excesso de pressão neutra medido (Figura 11b) usando modelação numérica (Figura 11c). É ainda demonstrado (Figura 11d) que o excesso de pressão neutra observado à superfície não pode apenas ser simulado com base na pressão neutra gerada nessa zona, sendo necessário que um fluxo vertical ascendente, actuando em conjunto com a acção dinâmica, seja imposto na fronteira inferior de um modelo numérico que considere apenas a zona superior do maciço para que os resultados coincidam com os obtidos no modelo numérico completo.

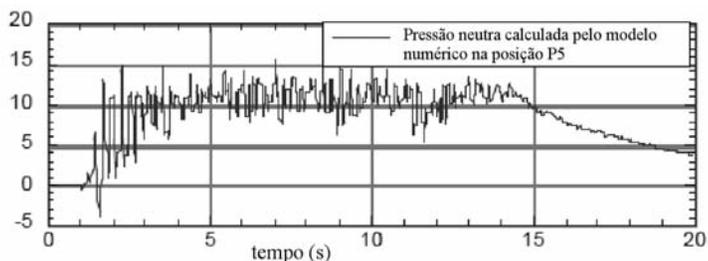
Os modelos físicos sugerem uma modificação significativa da permeabilidade logo que o sismo termina, pois para gradientes hidráulicos idênticos a velocidade de assentamento reduz-se fortemente. Tal observação é reforçada pela modelação numérica apresentada na Figura 11 realizada com permeabilidade constante do depósito. Verifica-se que tal modelação aproxima adequadamente o comportamento durante o sismo, mas sobrestima a velocidade de dissipação pós-sismo. O



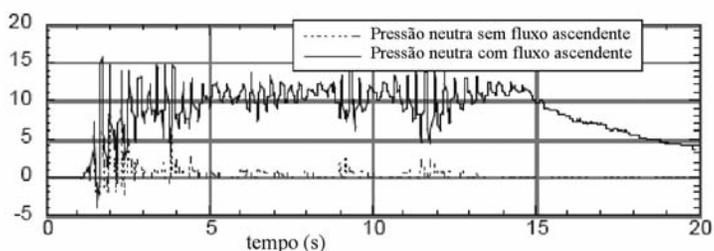
a) modelo físico (Taboada e Dobry, 1994), à esquerda, e malha de elementos finitos (Prachathananukit e Manzari, 2000), à direita, usados na análise.



b) excesso de pressão neutra em P5 medido no modelo físico (Taboada e Dobry, 1994).



c) modelação numérica do excesso de pressão neutra em P5 (Prachathananukit e Manzari, 2000).



d) modelação numérica do excesso de pressão neutra em P5 considerando apenas a zona superficial do depósito sujeita à acção dinâmica na base deduzida da análise numérica completa, com e sem consideração de fluxo na fronteira (Prachathananukit e Manzari, 2000).

Fig. 11 – Comparação do excesso de pressão neutra na zona superficial de um depósito de areia saturada sujeito a acção sísmica obtido por modelação numérica e modelação na centrífugadora.

aumento da permeabilidade de depósitos liquefeitos foi referido pela primeira vez por Ishihara (1994), que refere a possibilidade de tal resultar da formação transitória de tubos ou fendas durante o sismo, fenómeno entretanto simulado numericamente (Gudehus, 2004).

4.1.4 – Dependência do assentamento superficial em relação à densidade relativa

Tal como se demonstra no Quadro 2, o incremento da densidade relativa da areia que constitui o depósito saturado reduz significativamente o assentamento superficial induzido pela liquefacção do maciço. Foi observado que um aumento da densidade relativa da areia de 50 para 80 % resulta numa redução da deformação volumétrica média do depósito em cerca de 2/3. Tal facto resulta naturalmente da menor propensão que uma areia densa possui para sofrer deformações volumétricas sob qualquer tipo de solicitação, sendo uma das razões pela qual o método de densificação continua a ser usado na mitigação dos efeitos da liquefacção.

4.1.5 – Dependência do excesso de pressão neutra em relação à densidade relativa

Tal como ilustrado na Figura 9, o excesso de pressão neutra observado, a diferentes profundidades, nos modelos representando depósitos uniformes e horizontais de areia saturada devido a uma acção sísmica, não é tão diferente como se poderia supor em função dos resultados usualmente obtidos em ensaios laboratoriais não drenados. Tal como descrito na secção 4.1.3, tal pode ser devido aos efeitos do fluxo vertical ascendente instalado num depósito liquefeito durante uma acção sísmica. De qualquer modo, a ideia geralmente aceite de que o uso da densificação na mitigação dos efeitos da liquefacção é essencialmente determinada pela capacidade da areia densa de gerar menos excesso de pressão neutra durante solicitações dinâmicas pode ter de ser repensada à luz das observações dos modelos ensaiados na centrífugadora. De facto, embora os modelos de areia densa tendam a exibir um crescimento ligeiramente mais lento da pressão neutra com os ciclos de carga, nem a diferença da velocidade de geração nem os valores finais atingidos para o excesso de pressão neutra parecem suportar tal hipótese.

4.1.6 – Dependência da propagação de acelerações no depósito em relação à densidade relativa

A Figura 9 mostra que a propagação vertical e ascendente das acelerações horizontais num depósito liquefeito é altamente dependente da densidade relativa da areia. Como prova a Figura 12, enquanto num maciço de areia solta os picos de aceleração horizontal que atingem a superfície são consideravelmente atenuados desde o primeiro ciclo, já num maciço denso verifica-se que, numa fase inicial que dura vários ciclos, os picos de aceleração superficial reflectem amplificações consideráveis dos valores aplicados na base do modelo (Coelho et al., 2004a). Este comportamento reforça o receio de vários autores de que a densificação possa aumentar a solicitação dinâmica imposta às estruturas a proteger (Mitchell et al., 1998).

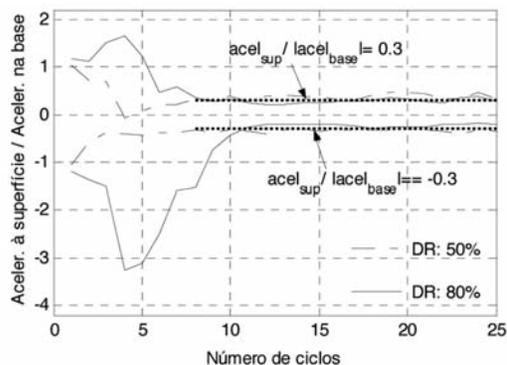


Fig. 12 – Amplificação/atenuação das acelerações horizontais medidas na superfície do modelo.

4.2 – Pontes construídas sobre maciços sujeitos a liquefacção

Dois modelos foram ensaiados na centrífugadora para avaliar o comportamento de pontes construídas sobre maciços susceptíveis à liquefacção, sem utilizar meios de melhoramento do solo para mitigar os efeitos da liquefacção. As características dos modelos de pontes testados, identificados por M-75 e M-100 consoante a tensão de contacto transmitida ao depósito, são descritas no início da secção. Tais modelos foram instalados sobre o maciço do modelo, preparado com areia solta e saturada, e submetidos a simulações sísmicas com 10 s de duração, frequência predominante de 1 Hz e picos de aceleração excedendo 0,2 g (Coelho et al., 2004b).

4.2.1 – Assentamentos da sapata dos modelos de ponte

O Quadro 3 resume as medições dos assentamentos registados nos modelos ensaiados na centrífugadora. Verifica-se que, em qualquer dos casos, as deformações totais sofridas pelas fundações das pontes são enormes, não podendo ser aceites no dimensionamento de estruturas deste tipo. Verifica-se que, tanto os assentamentos como as inclinações finais da estrutura, deduzidas do diferencial de assentamento entre os bordos esquerdo e direito da fundação, tendem a crescer com a tensão de contacto transmitida à fundação, ocorrendo o aumento mais significativo no período pós sismo. Para um aumento da tensão de contacto de 75 para 100 kPa, os assentamentos médios da fundação crescem 30 %, durante o sismo, e mais de 100 % após o sismo. Verifica-se também que inclinações significativas da sapata só ocorrem após o fim do sismo, sendo a sua importância maior no caso do modelo M-100. De facto, foi observado que durante a acção sísmica parece formar-se um mecanismo que atenua a inclinação da sapata, uma vez que sempre que esta se inclina num ciclo, ciclos posteriores tendem a reequilibrar a sua posição. Este mecanismo resulta aparentemente da resposta do solo liquefeito ao corte, o qual exhibe dilatância acentuada mesmo para densidades relativas de 50 %. Assim, quando a sapata produz deformações mais significativas do solo sob um dos seus bordos, o decréscimo de tensão neutra aí gerado produz uma resposta mais rígida do solo em ciclos posteriores, o que resulta num mecanismo auto-correctivo da inclinação da sapata. Este mecanismo, que deixa de actuar logo que a sollicitação passa de dinâmica a estática, pode justificar o facto de roturas de pontes associadas a liquefacção induzida por sismos ocorrer em geral algum tempo após o fim do sismo. Naturalmente que o fenómeno observado pode ser típico apenas da situação particular considerada, em que quer a simulação sísmica quer as características geométricas e mecânicas do modelo, tanto na sua componente estrutural como geotécnica, exibem simetria quase perfeita. Finalmente, é de referir que o assentamento da superfície do terreno medido numa zona relativamente afastada da estrutura, que se pode assemelhar ao campo livre, foi de cerca de 150 mm, pelo que a estrutura assenta consideravelmente mais do que o campo livre.

Quadro 3 – Assentamentos da sapata da ponte durante e após a simulação sísmica.

Modelo de ponte (tensão de contacto)	Local de medição do assentamento no topo da sapata	Assentamento absoluto da superfície		
		Total (mm)	Durante o sismo (mm)	Após o sismo (mm)
M-75 (75 kPa)	Bordo esquerdo	543	410 ^(a) (76% ^(b))	133 (24% ^(b))
	Bordo direito	546	410 ^(a) (75% ^(b))	136 (25% ^(b))
M-100 (100 kPa)	Bordo esquerdo	826	530 (64% ^(b))	296 (36% ^(b))
	Bordo direito	793	533 (67% ^(b))	260 (33% ^(b))

^(a)valores aproximados.

^(b)percentagem relativamente ao assentamento total.

4.2.2 – Excesso de pressão neutra gerado sob a sapata durante a acção sísmica

Uma das observações mais interessantes obtidas relativamente ao comportamento dos modelos de pontes sobre maciços não melhorados susceptíveis à liquefacção refere-se ao excesso de pressão neutra gerado no maciço durante o sismo. Verificou-se que, durante os primeiros ciclos de carga, o excesso de pressão neutra significativo gerado causa progressiva degradação do comportamento mecânico e, sob acção combinada da acção dinâmica e da estrutura, deformação do solo sob a sapata. Quando as deformações no solo atingem um valor crítico, o solo começa a dilatar e em cada ciclo adicional de carga o excesso de pressão neutra não varia ou pode mesmo ser reduzido, mantendo-se sempre abaixo dos valores presentes no campo livre. Deste modo, uma perda total do estado de tensão efectiva no solo de fundação nunca ocorre, embora a acção sísmica produza uma degradação assinalável das propriedades do solo, devido ao excesso de pressão neutra gerado, que no entanto não se compara a verificada no campo livre. Nesta fase, é de prever que se forme sob a sapata uma coluna de solo relativamente estreita que suporta a carga transmitida pela fundação, a concentração de tensões nessa zona sendo determinada pela diferença de rigidez do solo totalmente liquefeito no campo livre e o solo debaixo da sapata que preserva um valor de tensão efectiva significativo. Finalmente, logo que o sismo termina, um novo acréscimo do excesso de pressão neutra é observado, este resultante do fluxo de água das zonas circundantes do campo livre devido ao diferencial de excesso de pressão neutra gerado durante a acção sísmica. Este processo pós-sismo causa degradação adicional das propriedades mecânicas do solo e promove eventualmente uma nova redistribuição de tensões para as zonas envolventes.

4.2.3 – Acção dinâmica transmitida à estrutura durante a acção sísmica

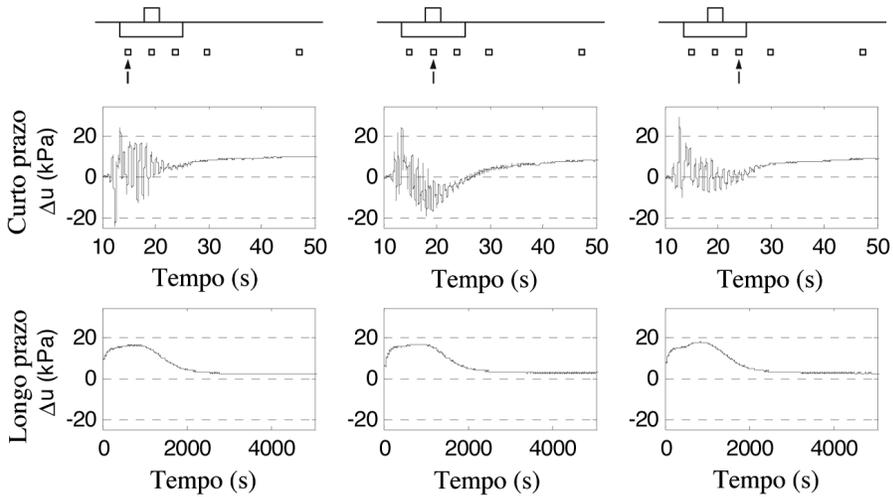
A comparação das acções dinâmicas transmitida à base dos modelos e aplicada à sapata mostram que existe uma atenuação considerável da acção sísmica transmitida à estrutura através do solo sujeito a uma redução significativa do estado de tensão efectiva. Ainda que este factor seja positivo relativamente à solitação da estrutura durante uma acção sísmica, a magnitude das deformações resultantes da liquefacção do maciço tornam tal vantagem perfeitamente irrelevante.

4.3 – Pontes construídas sobre zonas densificadas em maciços sujeitos a liquefacção

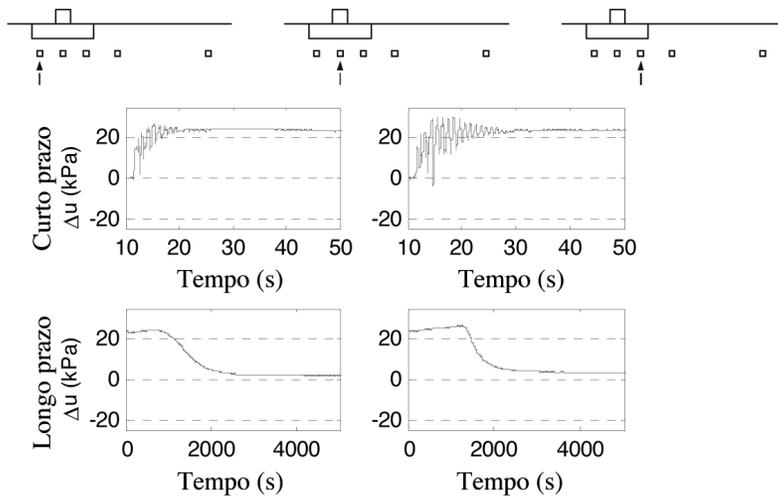
O modelo de ponte descrito na secção anterior como M-100 foi utilizado em diferentes modelos ensaiados na centrífugadora em que uma zona densificada foi criada sob a sapata da estrutura para mitigar os efeitos de liquefacção do maciço de areia saturada. A zona densificada foi criada através da deposição de areia a uma velocidade de deposição menor, o que gera uma maior densidade relativa na areia, embora não reproduza o processo de densificação da areia *in situ*. A zona densificada criada possui, em qualquer dos modelos, uma profundidade coincidente com a profundidade do maciço de areia solta, uma vez que tal é visto na prática como sendo vantajoso em termos de segurança, tendo custos aceitáveis e não sendo causador de transtornos significativos na sua implementação. De modo a manter a condição próxima de um estado plano de deformação no maciço, a zona de densificação estende-se, em planta, na direcção maior da sapata, pela quase totalidade da largura do contentor de ensaio. Na direcção perpendicular, a zona densificada possui uma dimensão variável descrita em função da largura B da sapata. Assim, são apresentados nesta secção os resultados dos modelos designados por M-1B, M-2B e M-3B, onde a razão da dimensão da zona densificada sobre a largura da sapata é igual a, respectivamente, 1, 2 e 3. Todos os modelos foram submetidos a simulações sísmicas semelhantes às aplicadas aos modelos construídos sem qualquer tipo de melhoramento de solo.

4.3.1 – Excesso de pressão neutra observado no modelo

A Figura 13 ilustra, para um dos modelos, o excesso de pressão neutra gerado durante o sismo, assim como o resultante da migração do excesso de pressão neutra que ocorre após o sismo, a um nível relativamente superficial. O comportamento apresentado é representativo do observado em modelos exibindo diferentes geometrias para a zona densificada.



a) zonas sob a influência da estrutura.



b) zonas no campo livre (free-field).

Fig. 13 – Excesso de pressão neutra medido durante e após o sismo no modelo 1-B a pouco mais de 2 m de profundidade.

Durante a simulação sísmica, verifica-se que os primeiros ciclos de carga geram um excesso de pressão neutra relativamente reduzido sob a fundação e mais significativo no campo livre. Após os primeiros dois ciclos de carga, o excesso de pressão neutra começa a decrescer sob a fundação enquanto continua a crescer no campo livre até a tensão efectiva praticamente se anular. Mal termina a simulação sísmica, a pressão neutra mantém-se relativamente constante durante algum tempo no campo livre e aumenta claramente sob a fundação até um equilíbrio temporário ser atingido. Este fenómeno, usualmente designado por migração de excesso de pressão neutra pós-sismo, deve-se ao gradiente hidráulico estabelecido a cada nível, durante o sismo, entre as zonas sob a fundação e o campo livre. O fenómeno ocorre igualmente a maiores profundidades, embora a sua magnitude e o tempo requerido para que as pressões neutras após o sismo se equilibrem sejam menores. O comportamento deste modelo exhibe grandes semelhanças com o descrito na secção 4.2.2., relativamente aos modelos sem melhoramento de solo, distinguindo-se desse sobretudo pelo facto de a geração inicial de pressão neutra ser menor e o seu decréscimo posterior, induzido por dilatação da areia densa, ter início mais cedo e ser maior, podendo até causar aumento temporário da tensão efectiva.

A observação da variação da pressão neutra sob a fundação sugere que dois fenómenos diferentes influenciam a estabilidade de uma estrutura assente em fundação superficial num solo sujeito a liquefacção induzida por sismos. Se durante a acção sísmica, a geração de excesso de pressão neutra positivo ou negativo sob a fundação é determinada pela sollicitação dinâmica e estática do solo, após o fim do sismo, a pressão neutra e consequentemente as tensões efectivas remanescentes dependem sobretudo da migração do excesso de pressão neutra oriundo do campo livre. De notar que, entre os valores mínimo e máximo de pressão neutra média medidos antes e após o fim do sismo sob o centro da fundação, um acréscimo de quase 30 kPa foi observado no modelo em causa. Em termos de estabilidade da fundação, a situação crítica ocorre cerca de 15 minutos após o fim do sismo, uma vez que é neste instante que a pressão neutra sob a fundação atinge o seu pico enquanto no campo livre se mantém alta.

4.3.2 – Energia transmitida à estrutura durante os sismos

Um dos maiores receios relativamente ao uso da densificação para mitigar os efeitos da liquefacção tem a ver com o receio de um eventual aumento da energia sísmica transmitido à estrutura a proteger (Mitchell et al., 1998). Como seria de esperar, verificou-se que a energia sísmica transmitida à estrutura, no caso de uma zona densificada ser criada sob a estrutura, é muito maior do que quando o solo não é melhorado, caso em que uma atenuação substancial da energia sísmica é causado pelo solo mais próximo da liquefacção (Coelho et al., 2004c). Comparando apenas os modelos em que o solo foi melhorado por densificação, verifica-se que a energia transmitida à estrutura tende a crescer com a dimensão da zona densificada, nomeadamente depois de o solo no campo livre ter atingido a liquefacção. Conforme se ilustra na Figura 14 para os modelos M-1B e M-3B, o movimento induzido na sapata pelo sismo é mais intenso para maiores larguras de densificação. Este facto, compatível com a influência da densidade relativa sobre o comportamento do campo livre descrita em 4.1.6., não deve ser ignorado no dimensionamento de estruturas em que a densificação seja usada para mitigar a liquefacção, sob pena de subestimar as sollicitações dinâmicas sobre a estrutura a proteger.

4.3.3 – Assentamentos da fundação

Os valores médios dos assentamentos medidos em cada um dos modelos em que a densificação foi utilizada como meio de mitigação dos efeitos da liquefacção são apresentados na Figura 15.

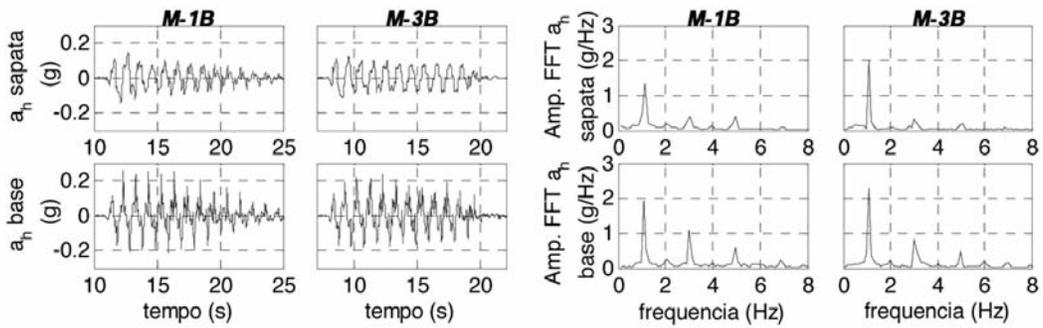


Fig. 14 – Análise da acção sísmica transmitida à sapata da estrutura nos modelos M-1B e M-3B construídos com zonas densificadas sob a fundação (Coelho et al., 2004c).

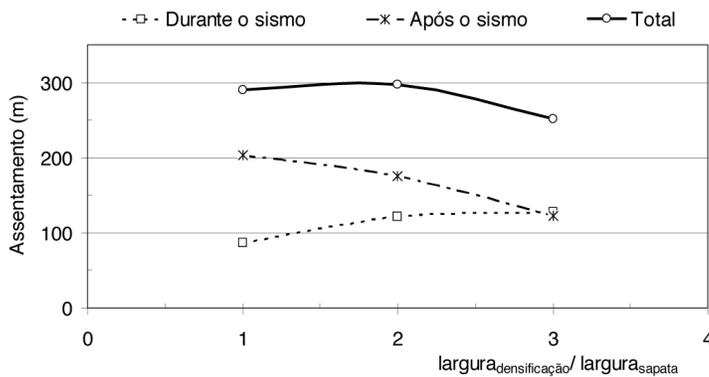


Fig. 15 – Assentamento da sapata da estrutura nos modelos construídos com zonas densificadas.

Comparando os resultados com os obtidos no modelo M-100, sem melhoramento do solo (Quadro 3), prova-se a virtude da densificação na redução do assentamento da estrutura induzido por liquefacção do maciço. Verifica-se ainda que, tal como acontece na prática, o assentamento tende a diminuir com o aumento da largura de densificação. Uma análise cuidada das componentes do assentamento, ocorrendo antes e depois do sismo, revela porém que o efeito positivo do aumento da dimensão da zona densificada advém apenas da grande redução do assentamento pós-sismo, o qual domina os assentamentos da estrutura em zonas densificadas estreitas. Pelo contrário, o aumento da zona densificada causa aumento do assentamento que ocorre durante o sismo, embora os resultados sugiram que este estabilize para maiores larguras de densificação. O facto de os assentamentos, antes e após o sismo, variarem inversamente com o aumento da zona densificada, sugere que sejam distintos os mecanismos que determinam cada uma dessas componentes, o que é importante esclarecer para compreender o problema.

4.3.4 – Mecanismos que controlam o assentamento da fundação

Os resultados experimentais obtidos mostram que o aumento da zona densificada se traduz numa redução dos assentamentos de uma sapata sujeita a acção sísmica que cause liquefacção da fundação. Tal é conseguido à custa de uma maior sollicitação dinâmica da estrutura e de uma maior assentamento da sua sapata, pelo que a melhoria resulta de uma redução significativa do assentamento pós-sismo. No entanto, tal não se deve à migração de excesso de pressão neutra pós-sismo, pois a variação de pressão neutra observada nos diferentes modelos, com larguras de

densificação variáveis, é, a qualquer profundidade, muito semelhante (Coelho et al., 2004c). Tal facto é de alguma forma congruente com a observação de que a geração de pressão neutra no campo livre não é tão dependente da densidade relativa como suposto.

Durante o evento sísmico, o sistema parece comportar-se do seguinte modo:

- devido à enorme disparidade de rigidez gerada entre o solo sob a fundação e no campo livre, causada pelas diferenças de tensão efectiva mantida em cada caso, uma coluna estreita de solo sujeita a elevada concentração de tensões é criada sob a fundação, a qual determina o comportamento do sistema em relação ao maciço;
- a coluna estreita e sobrecarregada de solo rígido sob a fundação fica rodeada de areia que, independentemente da densidade relativa, pouco acrescenta à capacidade de carga e rigidez da fundação, pois a sua tensão efectiva é nula;
- sendo a resistência do maciço dominada pela estreita coluna de solo sob a fundação, o aumento dos assentamentos com a largura de densificação resultam apenas do maior carregamento dinâmico transmitido ao sistema solo-estrutura.

Após o sismo, o comportamento do sistema é determinado pelos seguintes acontecimentos:

- independentemente da largura de densificação, o excesso de pressão neutra migra do campo livre para a coluna de solo sob a sapata, o processo só se concluindo quando os gradientes hidráulicos são eliminados, algum tempo após o sismo;
- a degradação da rigidez do solo na coluna estreita de solo sob a sapata leva a uma redistribuição de esforços que induz carregamento adicional do solo circundante liquefeito, cuja resposta é altamente dependente da densidade relativa (Figura 16).

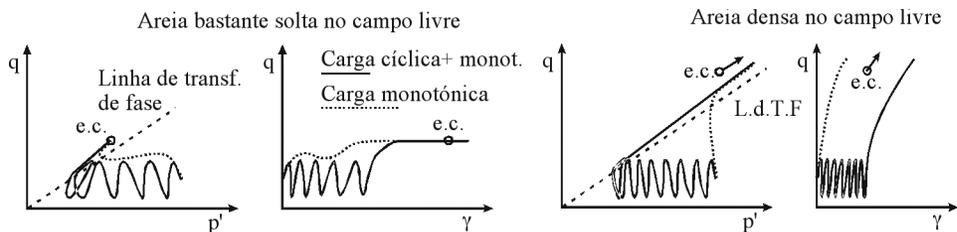


Fig. 16 – Resposta tensão-deformação de areia liquefeita em função da densidade relativa.

Como corolário dos mecanismos identificadas como determinantes no comportamento de uma fundação superficial construída sobre zona densificada como meio de mitigação dos efeitos da liquefacção induzida por sismos, pode-se inferir que o bom desempenho deste meio de melhoramento de solos se encontra ligado ao comportamento tensão-deformação mais rígido oferecido pela areia densa numa condição liquefeita no campo livre. De facto, como se ilustra na Figura 16, encontra-se bem definido, através de ensaios elementares de laboratório, o comportamento de areias liquefeitas por acções dinâmicas quando sujeitas a carregamento monotónico (Ishihara, 1993; Yoshimine e Ishihara, 1998), como acontece no caso da areia envolvendo a coluna de solo sob a fundação após o fim da acção sísmica. Nos casos em que a zona de densificação se estende para além da largura da sapata, a resposta da areia densa, mesmo que liquefeita, é muito mais rígida e permite um aumento significativo da tensão de corte até que o estado crítico seja atingido. Ao contrário, quando a zona envolvente da sapata é constituída por areia solta, como no caso de zonas densificadas estreitas, a tensão de corte que pode ser transmitida ao solo liquefeito é menor e para a atingir as deformações envolvidas são muito maiores, o que se traduz em maiores deformações da estrutura a proteger.

4.4 – Técnicas híbridas para melhorar o desempenho da densificação contra liquefacção

Os resultados exibidos provam que os efeitos da liquefacção são eficazmente mitigados por zonas densificadas significativamente mais largas que a fundação superficial, como utilizado na prática corrente. Uma vez que tal é pouco económico e gera problemas legais e técnicos em relação ao uso de espaço envolvente, e tendo em conta que o uso de largas zonas densificadas produz maior sollicitação dinâmica da estrutura e apenas reduz as deformações pós-sismo, soluções mais eficientes podem ser desenvolvidas. Face aos mecanismos que determinam o comportamento, tais soluções deverão apresentar:

- a) zonas densificadas estreitas, idealmente com a largura da sapata, para minimizar as deformações durante o sismo e a sollicitação dinâmica da estrutura;
- b) medidas adicionais para minimizar a redistribuição de tensões pós-sismo causadas por migração do excesso de pressão neutra (barreiras impermeáveis ou drenantes).

Soluções deste tipo serão consideradas numa fase posterior deste projecto de investigação.

5 – CONCLUSÕES

Um vasto projecto de investigação centrado no esclarecimento do fenómeno de liquefacção, nos seus efeitos sobre pontes de pequena dimensão construídas sobre fundações superficiais e na técnica de densificação enquanto medida de mitigação dos seus efeitos tem sido desenvolvido no Schofield Centre da Universidade de Cambridge, UK. O projecto envolve a conjugação de técnicas experimentais e numéricas com o objectivo de estabelecer uma base científica sólida para a compreensão do problema, através da qual se espera contribuir para a implementação do dimensionamento baseado no desempenho no caso de estruturas sujeitas aos efeitos da liquefacção de maciços granulares saturados induzida por sismos. O trabalho realizado até ao momento sugere que só através da exploração das virtudes das várias técnicas de investigação se podem atingir os objectivos propostos.

Este artigo descreve e analisa os resultados obtidos neste projecto através da sua componente experimental baseada em modelação física na centrífugadora. Esta técnica experimental possui inúmeras vantagens, nomeadamente a de permitir observar o desenvolvimento de mecanismos de deformação ou rotura em modelos tão representativos do problema real quanto necessário e sujeitos a sollicitações realistas sob um estado de tensão semelhante ao presente *in situ*. As suas vantagens são particularmente importantes na análise de problemas não completamente esclarecidos e em que a observação do comportamento em situações reais oferece imensas limitações, como no caso de liquefacção induzida por sismos. O artigo dá particular ênfase à forma como a modelação física na centrífugadora pode ser utilizada para investigar problemas de engenharia sísmica geotécnica.

Os resultados obtidos por modelação na centrífugadora, baseados no ensaio de modelos com componentes geotécnica e estrutural com o objectivo de esclarecer o comportamento de pontes sobre maciços susceptíveis à liquefacção, induzem as seguintes conclusões principais:

- a) areia densa no campo livre liquefaz mais facilmente sob sismos num modelo testado na centrífugadora do que o sugerido por ensaios elementares cíclicos não drenados, o que, tal como a velocidade de assentamento da superfície do modelo, faz questionar a validade de encarar a liquefacção como fenómeno não drenado;
- b) quer a densificação seja ou não usada como meio de mitigação dos efeitos da liquefacção, os mecanismos de rotura ou deformação de fundações são complexos e envolvem geração, positiva e negativa, e migração de excesso de pressão neutra;

- c) o assentamento de estruturas durante o sismo, que é mínimo para uma largura do melhoramento igual ao da sapata, é controlado pelo desempenho de uma coluna estreita de solo sob a fundação e pela solicitação sísmica transmitida à zona superficial do sistema solo-estrutura, a qual cresce com a largura de densificação;
- d) o assentamento pós-sismo de estruturas é instigado sobretudo pela migração de excesso de pressão neutra do campo livre para a coluna de solo sob a fundação e consequente redistribuição de esforços que solicitam a areia liquefeita envolvente; a resposta desta ao carregamento monotónico, que é altamente dependente da densidade relativa, determina a magnitude desta parcela do assentamento;

Face aos mecanismos identificados como determinantes no comportamento de fundações superficiais construídas em solos sujeitos a liquefacção, sugere-se que a mitigação do problema através de densificação possa ser mais eficiente se o uso de zonas densificadas estreitas for complementado com sistemas que reduzam a migração do excesso de pressão neutra pós-sismo.

As conclusões obtidas reforçam a limitação de observações reais pós-sismo na descrição de mecanismos tão complexos, assim como o interesse do uso de modelação na centrífugadora no estudo da liquefacção. Embora os modelos ensaiados não reproduzam a estrutura natural do solo, os resultados obtidos devem representar qualitativamente o comportamento in situ.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho gostariam de agradecer o apoio financeiro concedido pela EPSRC (UK's Engineering and Physical Sciences Research Council), através da bolsa de investigação No. GR/R20328, assim como o apoio técnico e financeiro da Mott MacDonald, UK, para este projecto de investigação, orçamentado em £270.000. Os autores agradecem ainda aos técnicos do Schofield Centre envolvidos na realização dos ensaios na centrífugadora, em particular ao Sr. Chris Collison, por partilhar a sua valiosa experiência em modelação física.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brennan, A. J., Madabhushi, S. P. G. (2002). *Design and Performance of a New Deep Model Container for Dynamic Centrifuge Modelling*. Proc. Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics, Newfoundland, Balkema, Rotterdam, pp. 183-188.
- Chan, A. H. C. (1988). *A unified finite element solution to static and dynamic problems of Geomechanics*. PhD Thesis, University of Wales, Swansea.
- Coelho, P. A. L. F, Haigh, S. K., Madabhushi, S. P. G. (2003). *Boundary effects in dynamic centrifuge modelling of liquefaction in sand deposits*, Proc. 16th ASCE Engineering Mechanics Conf., Seattle, US.
- Coelho, P. A. L. F, Haigh, S. K., Madabhushi, S. P. G. (2004a). *Centrifuge modelling of liquefaction of saturated sand under cyclic loading*. Proc. Intern. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, pp. 349-354.
- Coelho, P. A. L. F, Haigh, S. K., Madabhushi, S. P. G. (2004b). *Centrifuge modelling of the effects of earthquake-induced liquefaction on bridge foundations*. Proc. 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Eng. & 3rd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, US, 2004, Vol.2, pp. 404-411.

- Coelho, P. A. L. F., Haigh, S. K., Madabhushi, S. P. G., O'Brien T. (2004c). Centrifuge modelling of the use of densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations. Proc. 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Dewoolkar, M. M., Ko, H.-Y., Stadler, A. T., Astaneh, S. M. F. (1999). *A Substitute Pore Fluid for Seismic Centrifuge Modelling*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 22, No. 3.
- Ghosh, B., Madabhushi, S. P. G. (2003). *A numerical investigation into the effects of single and multiple frequency earthquake motions*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, pp. 691- 704.
- Gudehus G. (2004). *Seismic decay of psammoids and peloids with and without hypoplasticity*. Proc. Intern. Conf. on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, pp. 11-20.
- Haigh, S. K., Coelho, P. A. L. F., Madabhushi, S. P. G. (2005). *On the prediction of dynamic behaviour using numerical and physical modelling*. Proc. XVIth Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan.
- Hamada, M., Yasuda, S., Wakamatsu, K. (1992). *Large ground deformations and their effects on lifelines: 1948 Fukui earthquake*. Technical Report NCEER-92-0001. M. Hamada and T. D. O'Rourke (eds); pp. 2.1-2.35.
- Ishihara, K. (1993). *Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes*, 33rd Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 43, No.3, 351-415.
- Ishihara, K. (1994). *Review of the predictions for Model 1 in the VELACS program*. Proc. Intern. Conf. on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Arulanandan & Scott (Eds), Balkema, Rotterdam.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Oxford, UK.
- Ishihara, K., Nagase, H. (1988). *Multi-directional irregular loading tests on sand*. Soils Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 4, pp. 201-212.
- Madabhushi, S. P. G., Schofield, A. N., Lesley, S. (1998). *A new Stored Angular Momentum (SAM) based Earthquake Actuator*, Centrifuge'98. Proc. Intern. Conf. on Centrifuge Modelling, Tokyo, Japan, Vol.1, pp. 111-116.
- Manzari, M. T., Arulanandan, K., Scott, R. F. (1994). *VELACS Project: a summary of achievements*, Proc. 5th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-94-0026, Buffalo, US.
- Manzari, M. T., Dafalias, Y. F. (1997). *A critical state two-surface plasticity model for sands*. Geotechnique; 47(2), pp. 255-272.
- Mitchell, J. K., Cooke, H. G., Schaeffer, J. (1998). *Design considerations in ground improvement for seismic risk mitigation*, Proc. of Specialty Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Seattle, Washington, ASCE Geotechnical Publication No. 75, Vol. 1.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O. C. (1986). *A Generalised Plasticity, Hierarchical Model for Sand under Monotonic and Cycle Loading*. Proc. Int. Conf. Numog-II, Ghent, G. N. Pande & W.F. Van Impe (eds.), April, 1986, pp. 131-150.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C. (1990). *Generalized Plasticity and the Modelling of Soil Behaviour*. Int J. Numer. Anal. Methods Geomech.14, pp.151-190.

- Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H. (1985). *Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. II. Non-associative models for sands*, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 9, pp.477-498.
- Prachathananukit, R., Manzari, M.T. (2000). *Significance of pore water flow in soil liquefaction analysis*. Proc. EM2000- Proc. 14th Engineering Mechanics Conf. ASCE, May 2000, Austin Texas, US.
- Randolph, M. F., House, A. R. (2001). *The complementary roles of physical and computational modelling*, International Journal of Physical Modelling and Geotechnics, Vol. 1, No. 1.
- Schofield, A. N. (1998). *Geotechnical centrifuge development can correct soil mechanics errors*, Centrifuge'98, Proc. Int. Conf. on Centrifuge Modelling, Tokyo, Japan.
- Schofield, A. N. (1981). *Dynamic and Earthquake Geotechnical Centrifuge Modelling*. Proc. Intern. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 3.
- Steedman, R. S., Zeng, X. (1995). *Geotechnical centrifuge technology, Section 7- Dynamics*. Edited by R.N. Taylor, Blackie Academic & Professional, London.
- Taboada V. M., Dobry R. (1994). *Experimental results of Model No 1 at RPI*. Arulanandan & Scott (eds) Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Balkema, Rotterdam, pp. 3-17.
- Yong, C., Tsoi, K., Feibi, C., Zhenhuan, G., Qijia, Z., Zhangli, C., Eds. (1988). *The Great Tangshan earthquake of 1976: an anatomy of disaster*. State Seismological Bureau of P.R. China, Pergamon Press, UK, 153p.
- Yoshimine, M., Ishihara, K. (1998). *Flow potential of sand during liquefaction*. Soils and Foundations, Vol. 38, No. 3, pp. 189- 198.
- Zeng, X., Schofield, A. N. (1996). *Design and Performance of an Equivalent-Shear-Beam (ESB) Container for Earthquake Centrifuge Modelling*. Geotechnique, Vol. 46, No.1.
- Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H., Pastor, M. (1985). *Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis. I. Basic Model and Its Application*. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 9, pp. 453-476.

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS PORTUGUESAS DE ENROCAMENTO COM CORTINA A MONTANTE

Structural behaviour of Portuguese rockfill dams with upstream impervious membranes

Fernando Pardo de Santayana*

Eduardo Fortunato**

António A. Veiga Pinto***

RESUMO – Portugal, embora possuindo um reduzido número de barragens, tem uma vasta experiência no projecto, construção e avaliação da segurança de barragens, em particular devido ao contributo dos estudos realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Neste país existem 7 barragens de enrocamento com cortina a montante, 4 delas construídas nos últimos 15 anos. Os autores do artigo têm desenvolvido vários estudos de investigação para todas estas barragens, nomeadamente no âmbito da observação e análise do comportamento estrutural e da avaliação da segurança. Apresenta-se alguma da experiência que o LNEC detém sobre este tipo de barragens de enrocamento com cortina a montante, incluindo uma breve descrição das barragens e alguns dos resultados mais relevantes da observação, nomeadamente no que diz respeito às deformações.

ABSTRACT – Though having a relatively limited number of dams, Portugal has gained a considerable experience in design, construction practice and safety analysis of dams, in particular as a result of the contributions derived from the studies carried out by the National Laboratory of Civil Engineering (LNEC). There are 7 rockfill dams with upstream impervious membrane in Portugal, 4 of them built in the last 15 years. The authors of this paper have been involved in several research studies for all these dams, concerning monitoring and analyses of structural behaviour and safety assessment. In the paper, some aspects of the experience acquired by the LNEC in this kind of rockfill dams are presented, including a brief description of the dams and some of the most significant monitoring results, particularly those related to movements.

1 – INTRODUÇÃO

Até à década de 60, as barragens de enrocamento com cortina de impermeabilização a montante eram executadas com enrocamento lançado, em camadas de elevada espessura. Os paramentos destas barragens eram bastante inclinados da ordem de 1V:1,3H, próximos do ângulo de talude natural dos materiais. Em 1958 foi construída em Portugal a Barragem de Paradela, com cerca de 110 m de altura. Naquela data era a barragem mais alta deste tipo a nível mundial. Barragens idênticas, mas de menor altura, tinham exibido um comportamento estrutural satisfatório. No entanto, a Barragem de Paradela exibiu deformações elevadas no maciço de enrocamento que conduziram à fissuração e à perda de estanqueidade nas juntas da cortina de montante e a elevados caudais de infiltração através dessa cortina. Este tipo de comportamento, surpreendente para a época, foi também observado noutras barragens de dimensão idêntica à de Paradela.

* Investigador Principal do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

** Investigador Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: efortunato@lnecc.pt

*** Investigador Coordenador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: vpinto@lnecc.pt

A partir de estudos de caracterização dos materiais particulados, concluiu-se que as deformações em materiais de enrocamento se devem, em particular, à rotura de partículas rochosas nos pontos de contacto, com o conseqüente reajuste do meio particulado depois de cada fracturação. O nível de fracturação depende de vários factores, sendo o mais importante o estado de tensão instalado. Assim se explica que as barragens mais altas, em que os materiais estão sujeitos a tensões mais elevadas, tenham exibido maiores deformações. Outros factores que contribuem para a diminuição da fracturação dos blocos rochosos são os seguintes: índice de vazios reduzido, granulometria bem-graduada e material rochoso de elevada resistência. Com o reajuste das partículas verifica-se normalmente uma diminuição das deformações a longo prazo.

A partir da década de 60, tendo em conta os conhecimentos sobre a reologia dos materiais de enrocamento e o avanço tecnológico dos equipamentos de movimentação e compactação de materiais de aterro, os enrocamentos começaram a ser construídos com camadas de reduzida espessura e compactados com cilindros vibradores de peso estático mínimo de 100 kN. Foi considerado também conveniente a rega abundante dos materiais nas fases de preparação e compactação das camadas.

Nas análises estatísticas de acidentes de barragens tem-se verificado que as de enrocamento compactado com cortina a montante têm exibido um comportamento bastante satisfatório, se se excluirmos as que sofreram galgamento, devido a deficiências no âmbito da hidráulica operacional.

Em 1990 foi publicado em Portugal o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), cuja aplicação tem conduzido a uma actuação mais rigorosa na análise do comportamento e avaliação de segurança deste tipo de estruturas. Em particular, passou a ser obrigatório a elaboração de planos de observação para cada barragem, os quais devem conter os modelos de comportamento com a previsão dos valores das grandezas a observar. No caso das barragens de enrocamento com cortina a montante, tem-se dado especial atenção aos deslocamentos exibidos pela estrutura e aos caudais de infiltração. O Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pela sua experiência e atribuição no RSB, tem sido responsável pela análise do comportamento e avaliação da segurança de praticamente todas as barragens portuguesas, construídas recentemente, tendo ainda acompanhado os estudos de avaliação da segurança das barragens mais antigas. Nos capítulos seguintes apresenta-se uma breve descrição das barragens de enrocamento com cortina a montante e comentam-se alguns dos resultados mais relevantes relativos à observação das deformações exibidas pelas mesmas.

2 – BARRAGENS ANALISADAS

Um dos principais aspectos a considerar no âmbito do projecto de barragens de enrocamento com cortina a montante prende-se com a interacção entre o aterro e o órgão estanque. Com efeito, um dos aspectos mais delicados no comportamento deste tipo de estruturas é a necessidade de compatibilizar as deformações do aterro com as admissíveis na cortina, a qual é normalmente construída em betão armado ou com misturas betuminosas. Assim, tem havido uma grande preocupação em conhecer de forma bastante rigorosa o seu comportamento, em particular no que se refere aos deslocamentos que ocorrem nas diversas fases da vida da estrutura.

Nas obras deste tipo realizadas na última década em Portugal, têm sido instalados diversos dispositivos, quer durante, quer após a construção, com o objectivo de recolher dados que permitam analisar o comportamento, nomeadamente, acompanhar o desempenho da estrutura ao longo do tempo e estabelecer modelos de comportamento que possam ser utilizados em futuros projectos.

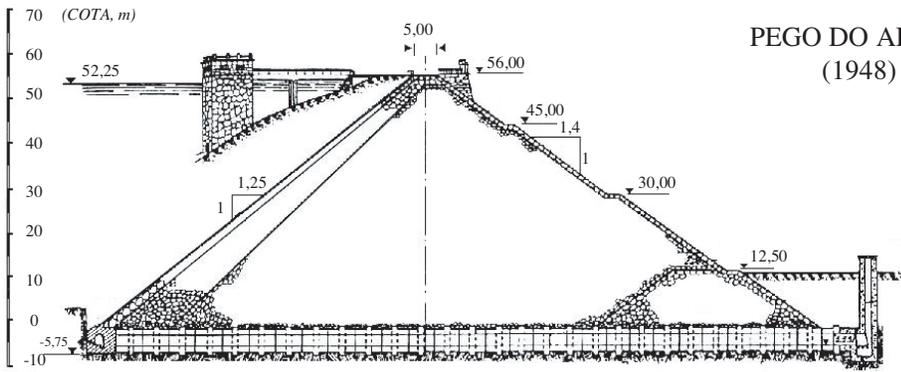
Apresenta-se seguidamente uma breve descrição das características das barragens deste tipo existentes em Portugal (Quadro 1), assim como dos respectivos sistemas de observação.

Quadro 1 – Características das barragens analisadas.

Barragem	Tipo de Enrocamento	Altura Máxima (m)	Volume Albufeira (hm ³)	Tipo de Cortina	Taludes	Volume Aterro (hm ³)	Comprimento Coroamento (m)	Data Fim da construção
Pego do Altar	Porfírico (lançado)	56	94	Metálica	1,25H:1V (m) 1,4H:1V (j)	0,37	192	1948
Paradela	Granítico (lançado)	108	164,5	Betão armado	1,3H:1V (m) 1,3H:1V (j)	2,70	540	1958
Vilar	Granítico (lançado)	58	100	Betão armado	1,1H:1V (m) 1,3H:1V (j)	0,30	240	1965
Lagoacho	Granítico (compactado)	38	4,9	Betão armado	1,3H:1V (m) 1,3H:1V (j)	0,25	240	Julho 1992
Apartadura	Calcário dolomítico (compactado)	46	7,5	Betão betuminoso	1,6H:1V (m) 1,45H:1V (j)	0,45	284	Julho 1992
Odeleite	Metagrauváquico (compactado)	65	130	Betão armado	1,3H:1V (m) 1,4H:1V (j)	1,00	350	Mai 1996
Arcossó	Granítico (compactado)	40	4,9	Betão armado	1,7H:1V (m) 1,5H:1V (j)	0,39	315	Agosto 1999

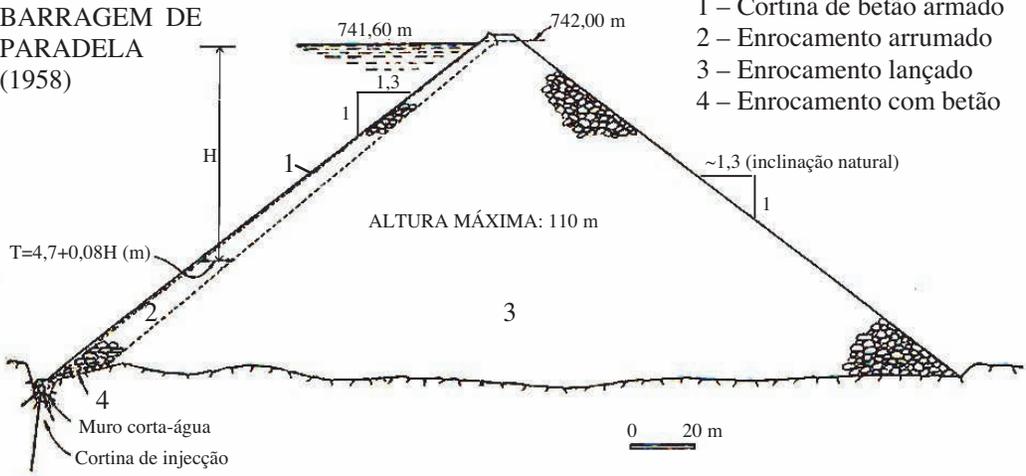
A Barragem de Pego do Altar (Fig. 1) localiza-se na ribeira de Santa Catarina, no concelho de Alcácer do Sal. O enrocamento desta barragem foi parcialmente arrumado com equipamento mecânico (gruas), nomeadamente na zona de montante, bem como no pé e no paramento do talude de jusante. A cortina de impermeabilização na face de montante é feita de chapas de aço soldadas (de 1/4 a 5/16 de polegada de espessura). Esta cortina, provida de juntas de dilatação segundo a linha de máxima inclinação, apoia sobre uma camada de betão de regularização colocada sobre uma camada de alvenaria de espessura variável de 0,8 m (no topo) a 2,0 m (na base). A barragem é provida de um muro corta-águas e uma galeria de inspecção. Como dispositivos de observação a barragem dispõe, basicamente, de marcas superficiais e medidores de caudais.

Relativamente à Barragem de Paradela (Fig. 1), a sua estanqueidade é assegurada por uma cortina de betão armado no paramento de montante, com juntas verticais e horizontais. Esta cortina apoia sobre uma camada de enrocamento arrumado construída sobre o maciço de enrocamento lançado. A ligação entre a cortina de injeção na fundação e a cortina de impermeabilização no paramento de montante foi assegurada mediante um muro corta-águas, de betão, provido de galeria. Devido à técnica de construção utilizada para o aterro, a cortina de montante sofreu deslocamentos apreciáveis que, desde o primeiro enchimento, se reflectiram no aparecimento de fissuras e em elevados caudais de infiltração. A barragem foi objecto de várias reparações desde cedo, tendo em vista reduzir os caudais de infiltração. A mais importante destas reparações realizou-se em 1980 e consistiu no revestimento do paramento de montante com uma membrana flexível constituída por uma fibra sintética impregnada com uma resina impermeabilizante. O sistema de observação inclui: marcas superficiais localizadas em várias fiadas horizontais sobre a cortina, para medição dos deslocamentos horizontais; uma linha de nivelamento no coroamento junto à cortina; bases de alongâmetro para medição dos deslocamentos de juntas na galeria corta-águas; medidores de caudais em diferentes pontos das galerias; descarregador definitivo a jusante da barragem; piezómetros pneumáticos na fundação; termógrafo, limnómetro e udógrafo.



PEGO DO ALTAR
(1948)

BARRAGEM DE
PARADELA
(1958)



- 1 – Cortina de betão armado
- 2 – Enrocamento arrumado
- 3 – Enrocamento lançado
- 4 – Enrocamento com betão

BARRAGEM DE
VILAR (1965)

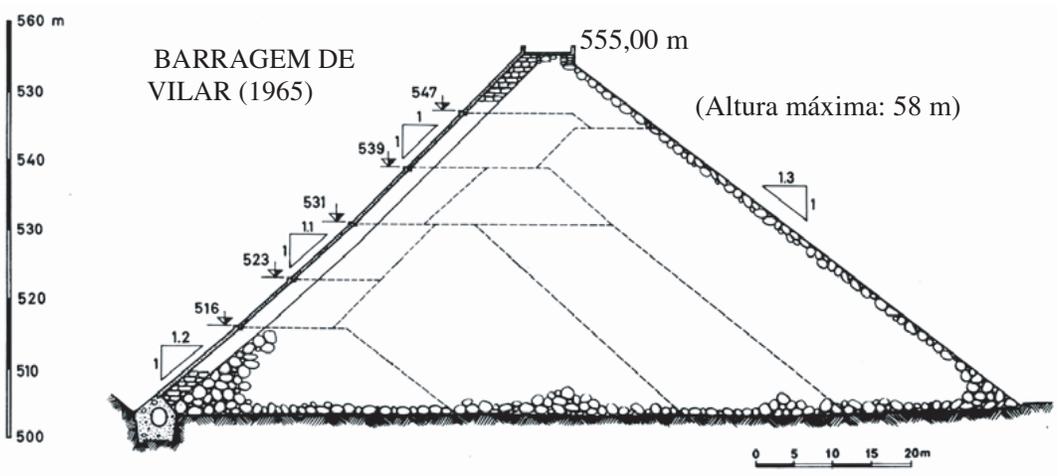


Fig. 1 – Perfis tipo das três barragens de enrocamento lançado.

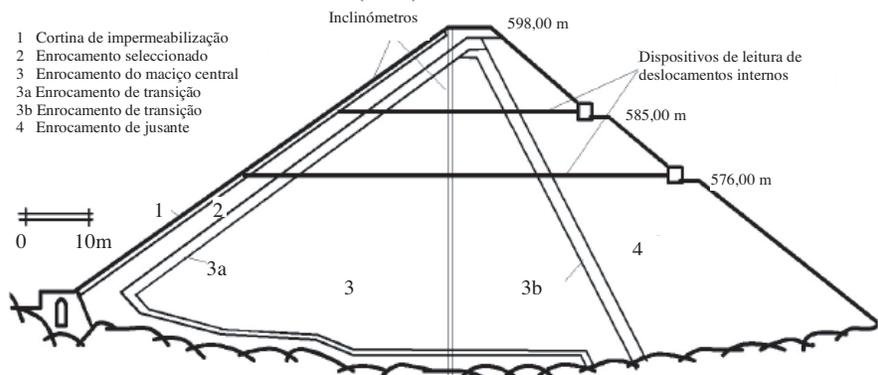
A Barragem de Vilar, no rio Távora, construída com enrocamento lançado e com cortina de betão armado no paramento de montante com juntas verticais e horizontais, tem demonstrado um bom comportamento estrutural ao longo dos anos. Embora não estivesse em causa a sua segurança estrutural, foi submetida a reparações a fim de diminuir os prejuízos de exploração provocados por infiltrações excessivas através da cortina de impermeabilização. O sistema de observação é constituído basicamente por: uma rede de triangulação no paramento de montante; uma linha de nivelamento geométrico no coroamento; piezómetros na fundação; alongâmetros nas juntas da galeria do muro corta-águas; e descarregador triangular a jusante.

A Barragem do Lagoacho (Fig. 2), situada na Serra da Estrela, no rio Alva, destina-se à produção de energia, e é constituída por um aterro principal e por uma portela na margem direita, ambos de enrocamento granítico e com cortinas de estanqueidade de betão armado a montante. A cortina, de 0,4 m de espessura, está dividida por juntas de contracção verticais em lajes de 15 m de largura, as quais apoiam ao longo duma junta perimetral inferior num plinto solidarizado à fundação em rocha sã (granítica) por ancoragens passivas. Foi a primeira barragem portuguesa de enrocamento compactado com cortina a montante em betão armado. O sistema de observação permite a medição de deslocamentos superficiais (redes de triangulação de montante e de jusante e linhas de nivelamento no coroamento), de deslocamentos internos verticais e horizontais (tubos inclinométricos que funcionam também como baterias de assentamentos), de deslocamentos nas juntas na cortina de montante, de caudais infiltrados (medidores de caudais a jusante da barragem) e do nível de água na albufeira.

A Barragem de Apartadura (Fig. 2) faz parte do aproveitamento hidro-agrícola de Marvão. Trata-se da única barragem de enrocamento construída em Portugal com uma cortina de impermeabilização de betão betuminoso a montante. Os materiais de enrocamento utilizados na construção foram obtidos por exploração de uma pedreira de calcário dolomítico. A ligação da cortina com a fundação é efectuada através de uma galeria de drenagem. A fundação é constituída por xistos com intercalações de quartzitos e xistos grauvacóides. Durante a construção do aterro foram instrumentados diversos perfis de observação. A duas cotas de 3 perfis centrais foram instalados dispositivos que permitem determinar os deslocamentos horizontais internos na direcção montante-jusante, em diferentes pontos do mesmo alinhamento horizontal desses perfis. Estes dispositivos são constituídos por fios de aço ancorados no interior do aterro e ligados a terminais situados em centrais de leitura localizadas nas banquetas de jusante. Nos mesmos pontos do interior do aterro foram instalados dispositivos de leitura de assentamentos, através de diferenças de níveis hidráulicos, detectados por células eléctricas e medidos nas centrais de leitura. Nos mesmos perfis transversais existem ainda 3 tubos inclinométricos verticais, os quais permitem medir assentamentos e deslocamentos horizontais no interior do aterro e 3 tubos inclinados sob a cortina de impermeabilização de montante. A barragem dispõe ainda de uma rede de triangulação geodésica, linhas de nivelamento geométrico, medidores de caudais, piezómetros na fundação e escala limnimétrica.

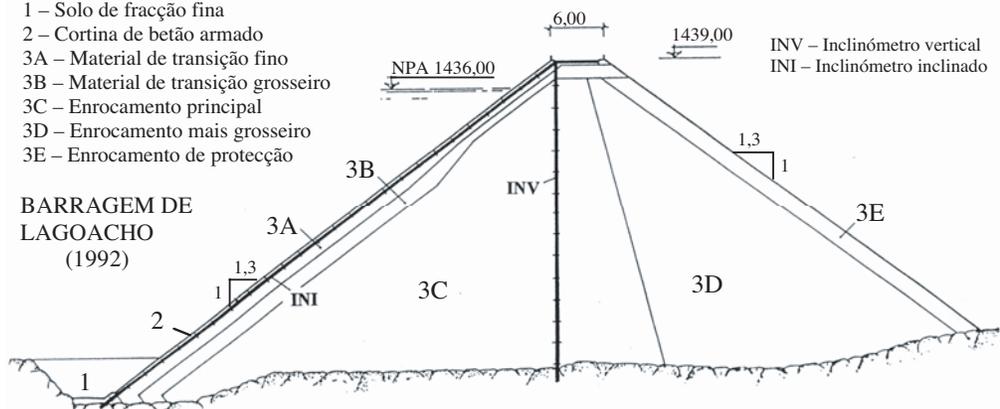
A Barragem de Odeleite (Fig. 2) localiza-se junto ao rio Guadiana, a cerca de 15 km a Norte de Vila Real de Santo António e destina-se ao abastecimento de água do Sotavento Algarvio e à rega. A barragem serve de suporte a uma via rodoviária e para além da estrutura principal, tem uma pequena portela de terra-enrocamento com cerca de 25 m de altura. O sistema de observação inclui dispositivos para medir os deslocamentos superficiais verticais (nivelamentos geométricos) e horizontais (geodesia de posição) e os deslocamentos internos subverticais e sob a cortina (tubos inclinométricos). Foram ainda instalados equipamentos para medir, a partir de uma banqueta de jusante, os deslocamentos internos verticais e horizontais em 3 linhas horizontais com direcção montante-jusante. O pé-de-jusante está assente sobre uma aluvião com cerca de 10 m de espessura, facto que não permitiu instalar um medidor de caudais de infiltração.

BARRAGEM DE APARTADURA (1992)

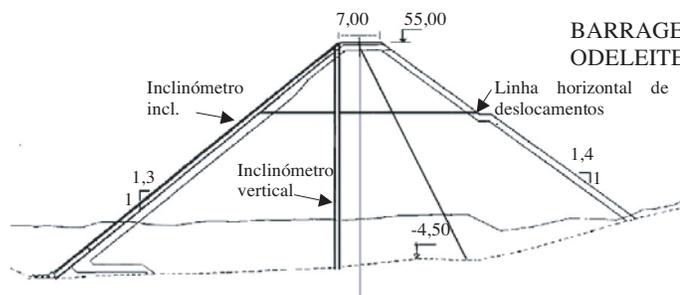


- 1 – Solo de fracção fina
- 2 – Cortina de betão armado
- 3A – Material de transição fino
- 3B – Material de transição grosseiro
- 3C – Enrocamento principal
- 3D – Enrocamento mais grosseiro
- 3E – Enrocamento de protecção

BARRAGEM DE LAGOACHO (1992)



BARRAGEM DE ODELEITE (1996)



- E1 – Enrocamento de transição
- E2 – Enrocamento de montante
- E3 – Enrocamento de jusante

BARRAGEM DE ARCOSSÓ (1999)

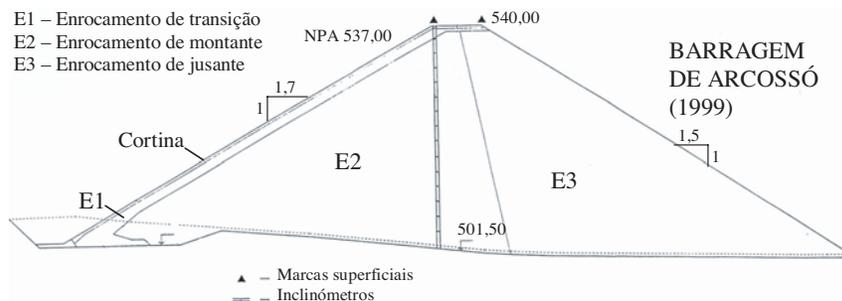


Fig. 2 – Perfis tipo das barragens de enrocamento compactado em análise.

A Barragem de Arcossó (Fig. 2) localiza-se na ribeira de Arcossó, afluente do rio Tâmega a montante de Chaves. A cortina de impermeabilização é constituída por um conjunto de painéis em betão armado com 0,25 m de espessura e 12 m de largura, que se desenvolvem no paramento de montante desde a cota do coroamento até ao plinto da fundação, construído em betão armado. A ligação do plinto à rocha de fundação (rocha granítica medianamente alterada a sã) foi reforçada por meio de ancoragens passivas. Para melhorar as condições de estanqueidade da fundação, foi executada uma cortina de injeções a partir do plinto. A inclinação relativamente suave dos taludes (Quadro 1) deve-se a que o projecto da barragem previa, inicialmente, uma cortina de impermeabilização de tipo betuminoso. O material de enrocamento utilizado é de natureza granítica, procedente de uma pedreira próxima do local da barragem. O sistema de observação inclui: 3 tubos inclinométricos verticais no interior do aterro para a medição de deslocamentos internos (verticais e horizontais), instalados na zona central do vale; 16 marcas superficiais, para a medição de deslocamentos superficiais (horizontais e verticais) no coroamento, a montante e a jusante; medidor de caudais e escala limnimétrica.

3 – COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Atendendo ao comportamento menos satisfatório observado no passado de barragens de enrocamento lançado, aquando dos estudos relativos ao projecto da Barragem de Odeleite, na década de 80, fez-se uma análise exaustiva de 40 barragens já construídas, com os objectivos de: seleccionar o tipo de cortina; definir o perfil tipo; optar entre um plinto ou uma galeria perimetral; definir as técnicas de construção mais adequadas; e efectuar uma previsão sobre a ordem de grandeza dos deslocamentos da barragem. Destes estudos e da análise estatística de acidentes em barragens deste tipo concluiu-se que: as actuais técnicas construtivas, nomeadamente com a compactação com cilindro vibrador e com a rega abundante dos materiais de enrocamento, já permitem a construção de maciços pouco deformáveis, compatíveis com a colocação de cortinas de betão armado a montante; em alternativa às galerias perimetrais, o plinto começa a ser a solução mais adoptada; as juntas horizontais são dispensáveis, excepto a junta perimetral que requer cuidados especiais; e as juntas verticais devem ser construídas sem espaçamento (Veiga Pinto, 1984).

3.1 – Fase de construção

A curva teórica de assentamentos durante a construção, na vertical do eixo longitudinal do aterro, é traduzida por uma parábola com o assentamento máximo localizado a meia altura da barragem, assumindo um modelo unidimensional, um material de aterro homogéneo e uma fundação indeformável. Considerando o caso bidimensional, a posição do ponto de assentamento máximo no fim da construção depende do valor do coeficiente de Poisson e das características dos taludes laterais, podendo ocorrer a meia altura do aterro ou a uma cota mais elevada. As heterogeneidades do material determinam também a localização do assentamento máximo (Pagano et al., 1998).

Relativamente às barragens de enrocamento lançado, não se dispõe de informação relativa a assentamentos internos. No caso da Barragem de Pego do Altar conhecem-se os assentamentos superficiais medidos em marcas localizadas nos paramentos de montante e de jusante a diferentes cotas (Palma Carlos, 1955). Em resultado da dificuldade na aquisição de materiais para a construção da cortina metálica (devido à 2ª guerra mundial), a construção do aterro decorreu de modo relativamente lento entre 1943 e 1948. Os assentamentos durante a construção foram maiores no paramento de montante do que no de jusante. Os valores máximos ocorreram a 60% da altura da barragem, sendo de 76 cm e 25 cm nos paramentos de montante e de jusante, respectivamente. Observou-se que os máximos incrementos do assentamento tiveram lugar durante as épocas de chuvas, mesmo em períodos com a colocação de enrocamento interrompida.

No que diz respeito às barragens de enrocamento compactado, na Fig. 3 apresentam-se os perfis de assentamento no final da construção correspondentes a três das barragens, determinados ao longo de alinhamentos verticais em perfis centrais. Nos cálculos tensão-deformação do projecto da Barragem de Apartadura, pelo método de elementos finitos e considerando um comportamento elástico linear para os materiais de aterro (módulo de Young de 80 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30), obtinham-se deslocamentos máximos para a fase de construção de cerca de 8 cm na zona central da barragem. Durante a construção, os assentamentos máximos medidos nos 3 tubos inclinométricos verticais no interior do aterro foram da ordem de 5 cm (Fig. 3). Uma análise simplificada (Veiga Pinto et al., 1998) permitiu estimar que o módulo de deformabilidade, E (entendido como a razão entre a carga geostática e a deformação vertical entre travessas de leitura), dos materiais devia variar entre 70 e 360 MPa, correspondendo os valores mais baixos à zona inferior do aterro.

Relativamente à Barragem de Lagoacho, os máximos assentamentos medidos durante a construção foram da ordem dos 7 cm, a meia altura da barragem, valores semelhantes aos previstos nos cálculos de projecto.

Durante a construção da Barragem de Odeleite determinaram-se assentamentos bastante elevados relativamente ao que foi previsto (Fig. 3). Assim, a deformação máxima a meia altura do aterro foi de 2,4%. A partir dos assentamentos observados, por retro-análise, obteve-se, nos primeiros 15 m de aterro, um módulo de deformabilidade de 35 MPa, e nos 50 m superiores, de 50 MPa. Estes valores foram inferiores ao previsto no estudo prévio (130 MPa) e no projecto de execução (90 MPa). Este facto justifica-se porque na construção se utilizou um material metagrauváquico medianamente alterado, e que se manifestou bastante sensível ao efeito da água adicionada em abundância na fase de construção. Inicialmente, no anteprojecto, tinha-se previsto utilizar um metagrauvaque de elevada resistência na construção do aterro.

No que diz respeito à Barragem de Arcossó (Pardo de Santayana et al., 2000), o projecto previa durante a construção um assentamento máximo de 20 cm, sensivelmente a meia altura do aterro, considerando um módulo edométrico (D) de 55 MPa (a partir dos resultados da caracterização geomecânica dos materiais e aplicando o método empírico derivado da Classificação de Marsal e Resendiz (Marsal et al., 1975) e a seguinte formulação simplificada (Charles et al., 1988): $\Delta h_{\max-c} = 0,30(\gamma H^2/D)$. Os assentamentos internos máximos medidos no final da construção, nos três inclinómetros da barragem, variaram entre 15 e 22 cm (Fig. 3), correspondendo a valores próximos dos

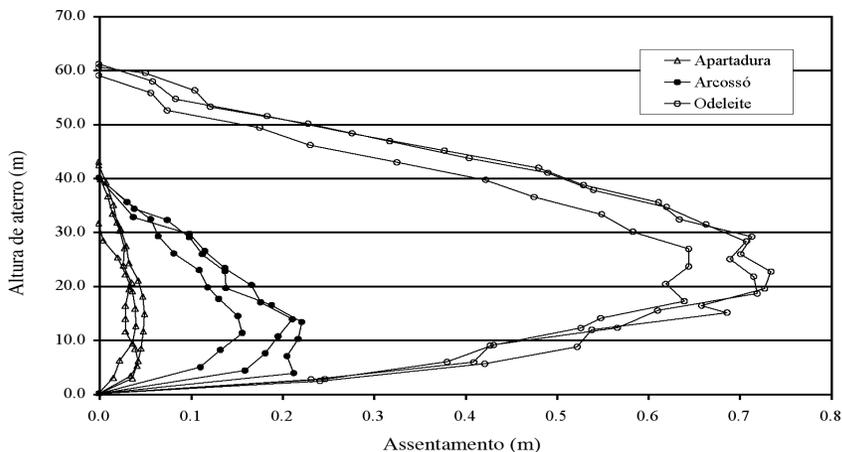


Fig. 3 – Assentamentos medidos durante a construção em tubos inclinométricos subverticais.

previstos. Observou-se, porém, que o assentamento máximo ocorreu a aproximadamente um terço da altura da barragem e não a meia altura, o que poderá ter resultado da existência de uma deformabilidade não desprezável do terreno da fundação, ou a uma maior deformabilidade dos materiais de enrocamento da base do aterro. Relativamente ao módulo de deformabilidade estimado a partir das leituras de assentamentos internos nos tubos inclinométricos (Pardo de Santayana et al., 2000) considerou-se a existência de, basicamente, três zonas distintas em altura: nos primeiros 13 m valores de cerca de 65 MPa; na zona intermédia, valores de cerca de 125 MPa; nos 13 m superiores, valores novamente da ordem de 65 MPa.

3.2 – Fase de primeiro enchimento

Relativamente à Barragem de Pego do Altar, sabe-se que, durante o primeiro enchimento da albufeira (1949-1950), se mediram caudais de infiltração relativamente importantes através da cortina, devido a fissuração na união desta com o muro corta-águas e nas juntas de dilatação, o que motivou a necessidade de realizar reparações nestas uniões. Conhecem-se também os deslocamentos medidos no coroamento desta barragem entre o final da construção e Julho de 1954 (Palma Carlos, 1955). Nesse período, nos vértices de montante e de jusante do coroamento registaram-se assentamentos máximos da ordem de 30 cm e deslocamentos horizontais máximos para jusante de aproximadamente 20 cm.

Para as outras duas barragens de enrocamento lançado, Paradela e Vilar, não foi encontrada informação sobre deformações durante o primeiro enchimento.

Relativamente às barragens de enrocamento compactado, os valores dos deslocamentos medidos durante o primeiro enchimento foram, em geral, semelhantes aos previstos. Os assentamentos máximos no coroamento das barragens de Lagoacho, Apartadura, Odeleite e Arcossó foram de 1 cm, 2,8 cm, 5,6 cm e 5 cm, respectivamente. Na Barragem de Lagoacho, o primeiro enchimento processou-se com a manutenção de um patamar a cerca de 2/3 da altura durante um período de 4 a 5 semanas. Os cálculos do projecto previam um assentamento máximo de 0,8 cm e um deslocamento horizontal máximo de 1,2 cm no coroamento. No paramento de montante previam-se deslocamentos máximos normais à cortina da ordem de 2,5 cm a meia altura do corpo do aterro. Em termos gerais os deslocamentos medidos mantiveram-se dentro da ordem de grandeza dos valores previstos.

No que se refere à Barragem de Apartadura, nos cálculos de projecto previam-se deslocamentos máximos na cortina da ordem de 5 cm. O assentamento máximo medido no coroamento entre o final de construção do aterro, que ocorreu em Julho de 1992, e o fim do primeiro enchimento, em Fevereiro de 1995, foi de 2,8 cm.

O primeiro enchimento da Barragem de Odeleite verificou-se entre Maio de 1996 e Janeiro de 1998. A previsão efectuada, durante a fase de construção, para os assentamentos máximos durante o primeiro enchimento era de 6 cm. Os assentamentos máximos observados no coroamento foram da ordem de 5,6 cm (Fig. 4). Os deslocamentos horizontais nas marcas superficiais ocorreram na direcção de jusante (Fig. 5), o que traduz um andamento idêntico ao verificado no interior da barragem (Fig. 6). Na direcção margem esquerda/margem direita (Fig. 7) as marcas deslocaram-se para o centro do vale.

O primeiro enchimento da albufeira da Barragem de Arcossó decorreu entre Julho de 2000 e Janeiro de 2003, com um patamar a 2/3 do nível de pleno armazenamento mantido constante durante 3 meses. O projecto previa um deslocamento máximo no paramento de montante durante o enchimento de cerca de 25% do valor do assentamento máximo durante a construção, isto é, 5 cm.

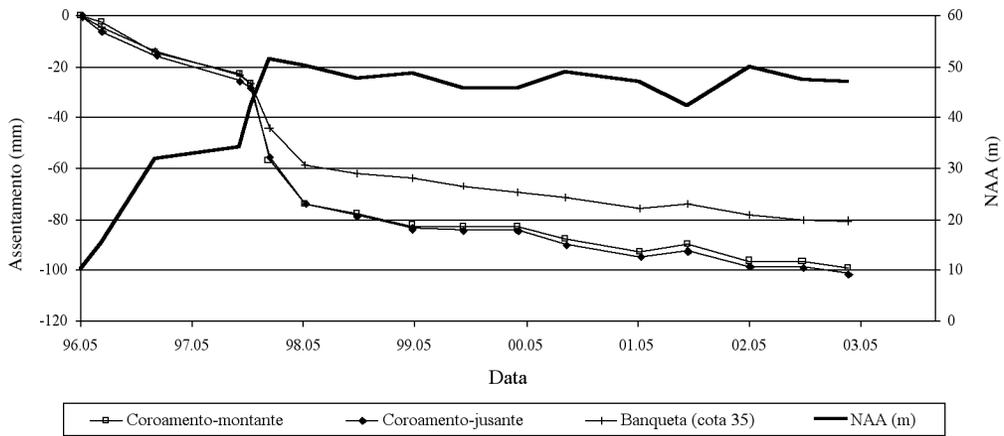


Fig. 4 – Barragem de Odeleite. Assentamentos medidos em marcas superficiais.

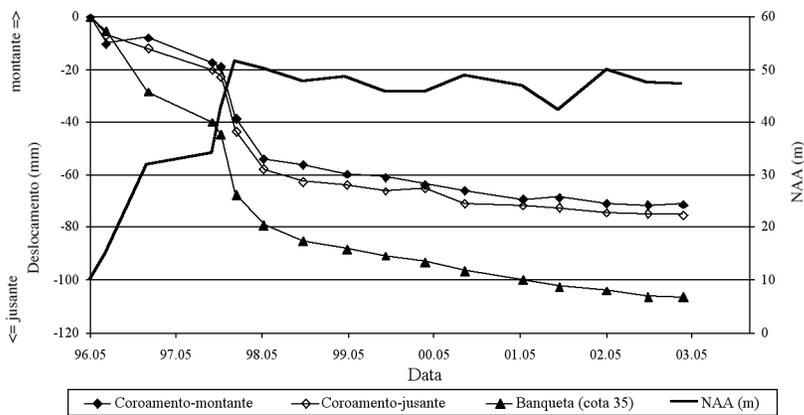


Fig. 5 – Barragem de Odeleite. Deslocamentos superficiais na direcção montante-jusante.

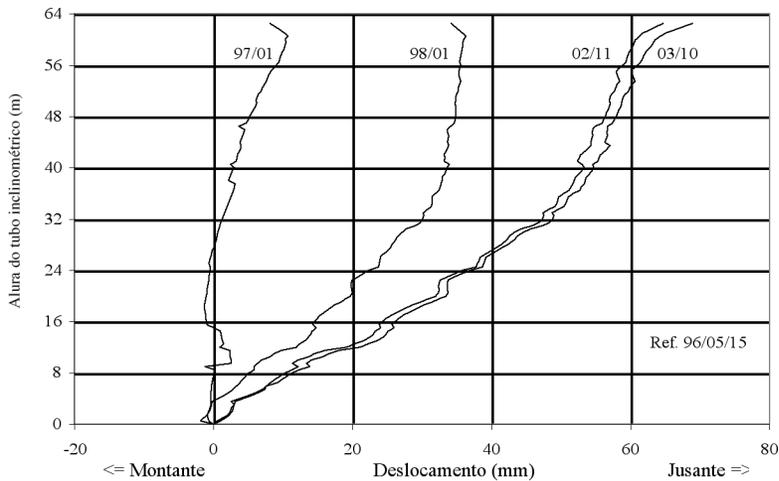


Fig. 6 – Barragem de Odeleite. Deslocamentos horizontais em inclinómetros subverticais.

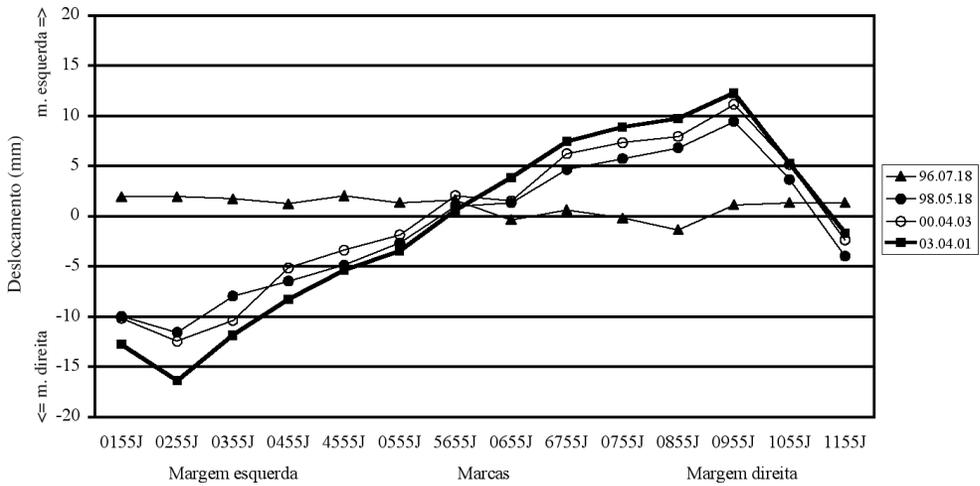


Fig. 7 – Barragem de Odeleite. Deslocamentos na direcção margem esquerda-margem direita.

Os deslocamentos máximos (Figs. 8 e 9) no coroamento durante o primeiro enchimento (cerca de 3 cm de deslocamento horizontal e de 5 cm de assentamento) foram desta ordem de grandeza. O deslocamento horizontal máximo medido nos inclinómetros na direcção montante-jusante foi também de cerca de 3 cm para jusante, a 2/3 da altura da barragem. Os deslocamentos na direcção margem esquerda-margem direita não excederam os 2 cm.

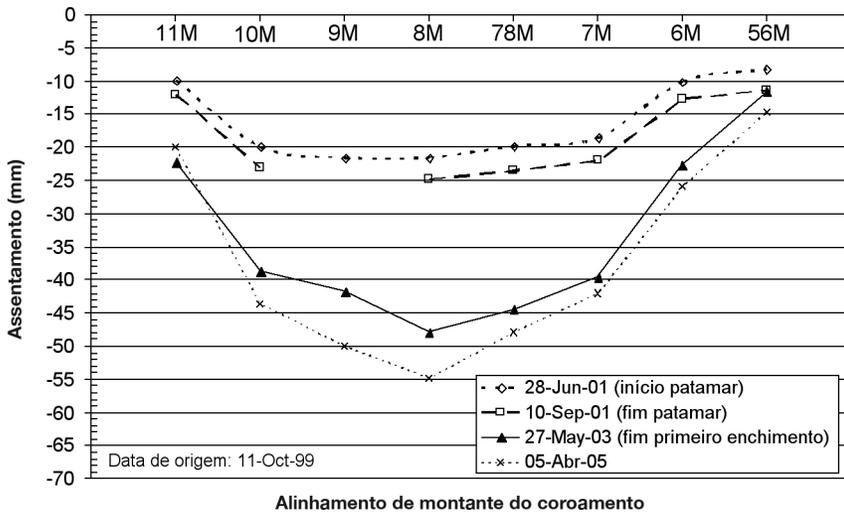


Fig. 8 – Barragem de Arcossó. Assentamentos superficiais no coroamento durante o primeiro enchimento e até 2005

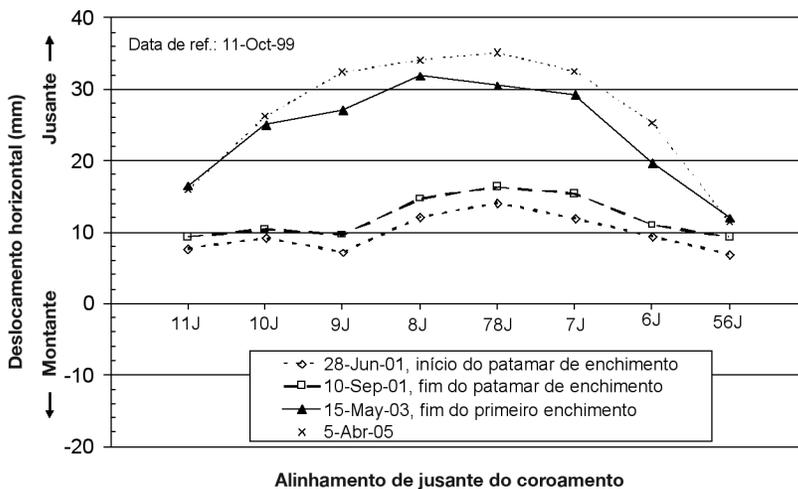


Fig. 9 – Barragem de Arcossó. Deslocamentos horizontais na direcção montante-jusante no coroamento durante o primeiro enchimento e até 2005

3.3 – Fase de exploração

Nas Barragens de Vilar e de Paradela, construídas com enrocamento lançado, apesar de ter passado um número considerável de anos desde a sua construção, continua a verificar-se uma taxa de assentamentos e deslocamentos horizontais significativa. Em ambas as barragens esta taxa parece manter-se constante nos últimos anos. De salientar que o LNEC só dispõe de resultados de medições de deslocamentos com datas de referência bastante posteriores à de início da exploração das barragens. Nestas duas barragens verificam-se valores relativamente elevados dos caudais infiltrados através da cortina de impermeabilização do paramento de montante, nomeadamente no caso de Paradela (entre 500 e 700 l/s medidos em 2004 no descarregador definitivo).

Nas Figs. 10 e 11 apresenta-se a evolução dos assentamentos em algumas das marcas mais representativas do comportamento do coroamento da Barragem de Vilar entre Novembro de 1983 e Janeiro de 2005. Observa-se neste período uma taxa anual de assentamentos de cerca de 1,9 mm/ano. A configuração dos assentamentos ao longo do coroamento é aproximadamente parabólica. Os deslocamentos horizontais ocorrem essencialmente no sentido de jusante, sendo máximos na zona central e com uma taxa de variação da ordem de 1,5 mm por ano. No que diz respeito à direcção margem esquerda/margem direita, os deslocamentos máximos são reduzidos e dirigidos para a zona central.

Na Fig. 12 apresenta-se a evolução no tempo dos assentamentos de 3 marcas superficiais da zona central do coroamento da Barragem de Paradela entre 1994 e 2004, tendo como referência a campanha de Dezembro de 1980. Observa-se que os maiores incrementos de assentamento ocorreram no Inverno, ou seja, nas épocas de maior pluviosidade. Os assentamentos máximos medem-se na zona central do aterro com uma taxa de cerca de 6 mm/ano (Fig.13). Relativamente aos deslocamentos horizontais no coroamento, na direcção montante-jusante, embora entre as diferentes campanhas ocorram oscilações significativas, observa-se um deslocamento médio anual de, aproximadamente, 3 mm para jusante. No que diz respeito à direcção margem esquerda-margem direita, a variação dos deslocamentos, orientados preferencialmente para o centro do vale, tem sido, nos últimos anos, pouco significativa.

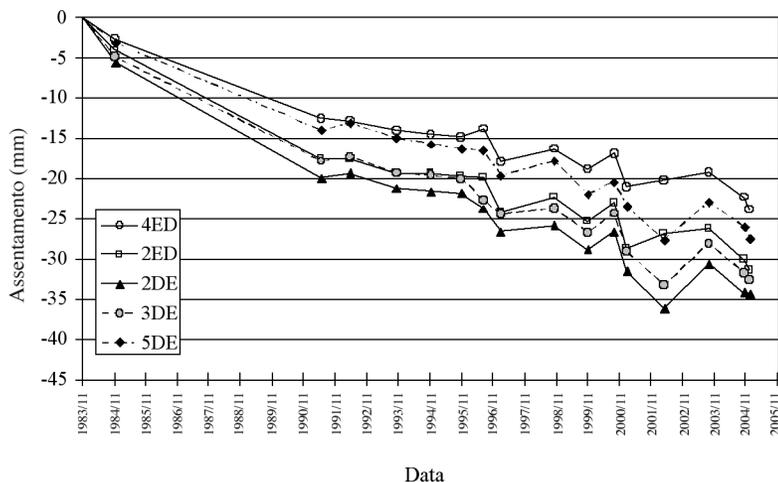


Fig. 10 – Barragem de Vilar. Evolução de assentamentos no coroamento.

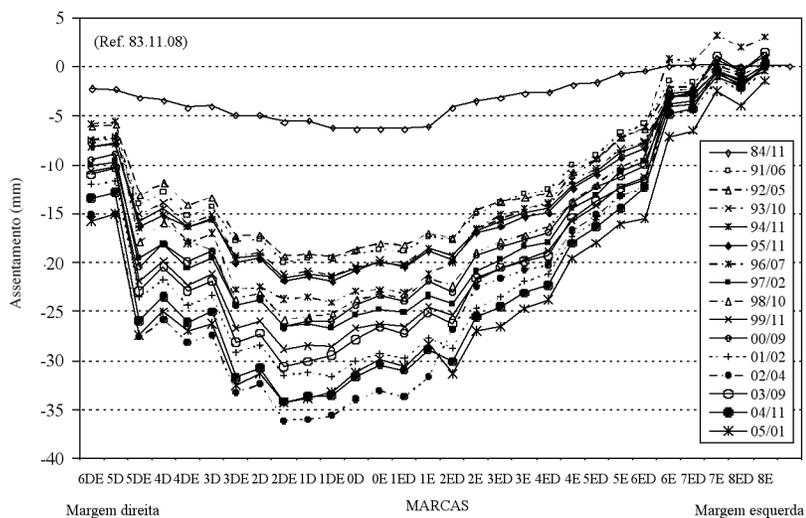


Fig. 11 – Barragem de Vilar. Distribuição de assentamentos no coroamento.

Nas barragens construídas com enrocamento compactado, os deslocamentos medidos durante a fase de exploração apresentam taxas anuais significativamente inferiores às das barragens de enrocamento lançado. Relativamente às previsões de projecto para este tipo de barragens durante a fase de exploração, no caso da Barragem de Arcossó, por exemplo, considerou-se um assentamento por fluência, em função do logaritmo do tempo, segundo a expressão (Sowers et al., 1965): $\Delta h_f = \alpha H \log(t_2/t_1)$, em que α é um parâmetro adimensional, H a altura máxima do aterro e os valores de t_1 e t_2 , o período, em anos, em que se determinaram os deslocamentos de fluência. No projecto desta barragem foi adoptado um valor de $\alpha = 0,6\%$, com o que resulta um assentamento por fluência de 41 cm em 50 anos. Nos dois primeiros anos após o final do primeiro enchimento, o incremento de assentamento no coroamento foi da ordem de 0,7 cm (Fig. 8).

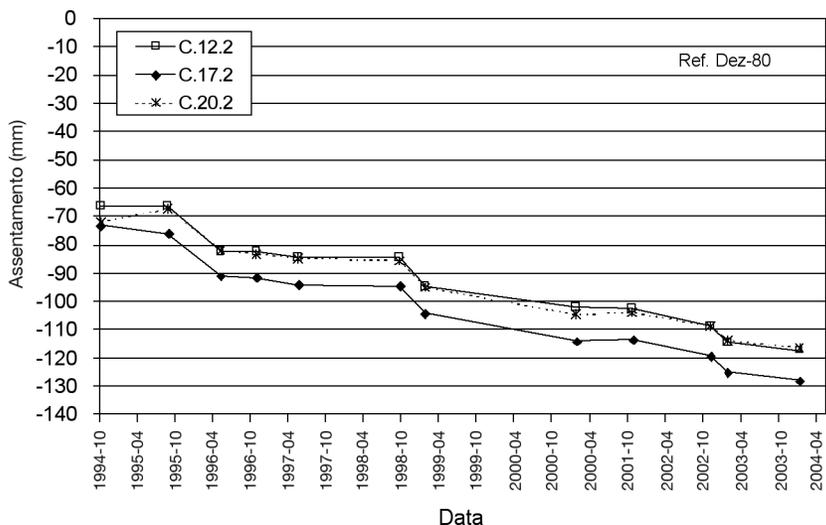


Fig. 12 – Barragem de Paradela. Evolução de assentamentos no coroamento

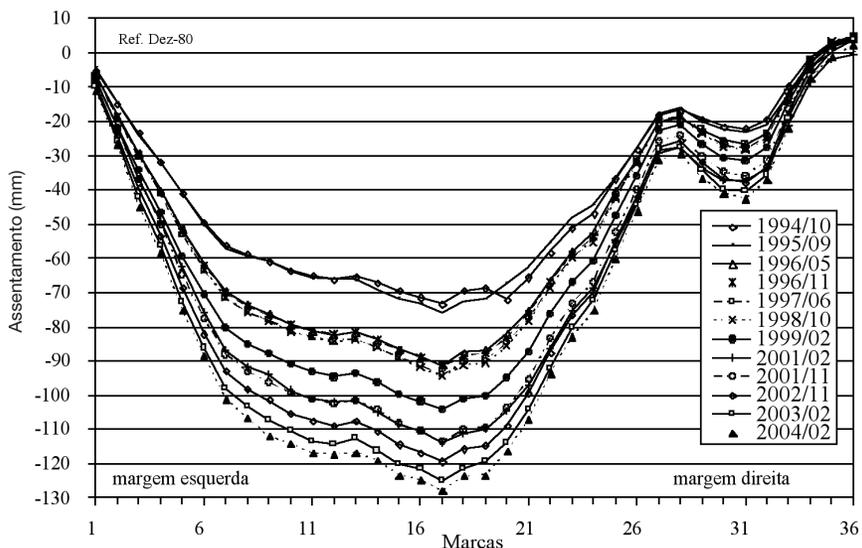


Fig. 13 – Barragem de Paradela. Distribuição de assentamentos no coroamento

Na Fig. 14 apresenta-se, junto com a evolução do nível de água na albufeira (NAA), a evolução dos assentamentos medidos em duas marcas situadas no coroamento da Barragem de Lagoacho. Os assentamentos superficiais máximos no coroamento determinados por geodesia em 2004 foram da ordem de 12 mm, no alinhamento de jusante, e de 16 mm, no alinhamento de montante, relativamente à campanha de referência de 1993. Os incrementos de assentamento são muito reduzidos desde 1998, nomeadamente no alinhamento de jusante. No alinhamento de montante observa-se uma certa oscilação sazonal, possivelmente influenciada pelas variações de temperatura. Os deslocamentos horizontais na superfície da barragem, bem como no interior do aterro, obtidos a partir da observação dos inclinómetros verticais, foram também pouco significativos entre 1993 e 2002. Em relação aos caudais medidos a jusante da barragem, nos últimos anos mantiveram-se inferiores a 5 l/s.

Para a Barragem de Apartadura admitia-se que os assentamentos no coroamento, durante a vida da obra, devido à fluência, pudessem ser da ordem de 0,3 a 0,4% da altura máxima do aterro, o que se traduziria por um valor de cerca de 15 a 20 cm. Relativamente ao fim do primeiro enchimento, e decorridos cerca de 11 anos, o assentamento máximo observado no coroamento foi da ordem de 8 a 9 mm (Fig. 15), o que traduz um bom comportamento estrutural do aterro.

A previsão de assentamentos a longo prazo para a Barragem de Odeleite foi efectuada após a observação dos deslocamentos na fase de primeiro enchimento. De acordo com esses resultados, adoptou-se uma expressão semelhante à referida para a Barragem de Arcossó, com um valor de $\alpha = 0,35\%$. Assim, após o primeiro enchimento, entre Fevereiro de 1998 e Maio de 2003, seria previsível obter-se $\Delta h_r = 14$ cm. Somando a este valor o medido no fim do primeiro enchimento (Fevereiro de 1998, ver Fig. 4), obtém-se uma previsão de assentamento para Maio de 2003, de 19 cm. Este valor é aproximadamente o dobro do máximo medido nesta data no coroamento (10 cm), o que leva à necessidade de ajustar o valor de α em face dos deslocamentos observados.

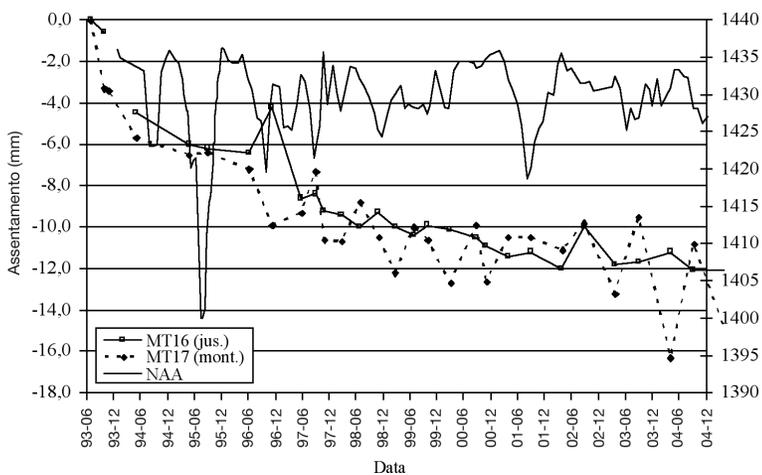


Fig. 14 – Barragem de Lagoacho. Evolução de assentamentos no coroamento.

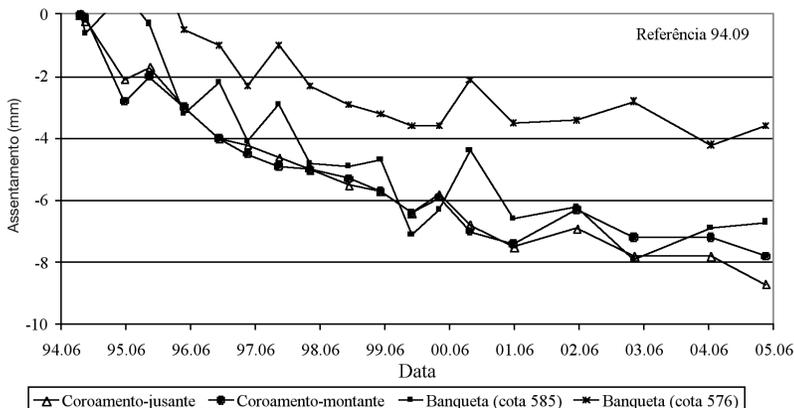


Fig. 15 – Barragem de Apartadura. Assentamentos superficiais.

4 – CONCLUSÕES

Foi apresentada uma breve descrição das barragens de enrocamento com cortina a montante existentes em Portugal, bem como alguns dos resultados mais relevantes relativos à observação das mesmas, nomeadamente das deformações. Foram referidas as grandes alterações no desempenho destas estruturas, nomeadamente em relação aos deslocamentos do aterro, quando se evoluiu do método de construção de enrocamento lançado para o enrocamento compactado com cilindros vibradores e com abundante adição de água. De referir que, em termos de segurança estrutural, o comportamento destas barragens, tanto as de enrocamento lançado como as de enrocamento compactado, é satisfatório. A ordem de grandeza dos deslocamentos é significativamente maior nas barragens de enrocamento lançado, o que deu lugar a danos nas cortinas de montante e, conseqüentemente, a maiores caudais de infiltração através das mesmas.

Atendendo às principais grandezas em análise e aos valores que estas podem assumir, é de salientar a importância, neste tipo de obras, de elaborar um adequado plano de observação, promover a instalação dos dispositivos atempadamente e realizar as campanhas de observação rigorosamente e de acordo com o previsto no plano. Em particular, a exactidão das leituras e a análise criteriosa dos dados, tendo em consideração os resultados das inspecções visuais, bem como o conhecimento de todos os eventuais incidentes e acidentes sofridos pelas barragens, é fundamental para avaliar o comportamento destas estruturas.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Charles, J. A. e Penman, A. D. M. (1988). The behaviour of embankment dams with bituminous watertight elements. *Proc. Seizième Congrès des Grands Barrages*, Q.61, R. 38, pp 693-705; San Francisco, Estados Unidos.
- Marsal, R. e Resendiz, D. (1975). *Presas de tierra y enrocamento*. Pub. Ed. Limusa; 546 p; México, D.F., México.
- Pagano, L. Desideri, A. e Vinale, F. (1998). Interpreting settlement profiles of earth dams. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, vol. 124, N° 10, 923-932.
- Palma Carlos, A. (1955). Valeurs prévues et valeurs observées pour les tassements des enrochements du Barrage Salazar pendant et après sa construction. *V Congrès des Grands Barrages*; Paris, França.
- Pardo de Santayana, F. e Veiga Pinto, A. A. (2002). Comportamento estrutural da Barragem de Arcossó durante as fases de construção e primeiro enchimento. *Actas do XII COBRAMSEG*, vol. 2, 1049-1058; São Paulo, Brasil.
- Sowers, G., Williams, R. e Wallace, T. (1965). Compressibility of broken rock and the settlement of rockfills. *Proc. 6th ICSMFE*, vol. 2, pp. 561-565; Montreal, Canadá.
- Veiga Pinto, A. A. (1984). Considerações sobre barragens de enrocamento com cortina de impermeabilização a montante. *Geotecnia*, N° 40, pp. 43-53; SPG, Lisboa, Portugal.
- Veiga Pinto, A. A. e Fortunato, E. (1998). The rockfill dams in Portugal. Behaviour and safety evaluations. *Int. Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety*; Barcelona, Espanha.

CONTROLO DA COMPACTAÇÃO DE MISTURAS DE SOLO-ENROCAMENTO DA BARRAGEM DE ODELOUCA

Compaction control of soil-rock mixtures at Odelouca dam

João Bilé Serra*
Laura Caldeira**
Andrea Brito***

RESUMO – A barragem de Odelouca é uma barragem de aterro zonado com 76 m de altura, actualmente em construção no Sul de Portugal. O aterro é constituído por um núcleo argiloso e por maciços estabilizadores de material de alteração de xistos com uma elevada percentagem ponderal de partículas grosseiras. O controlo da compactação tem sido efectuado através de ensaios “in situ” e de ensaios de compactação laboratoriais. São apresentadas algumas conclusões relativas à precisão dos métodos “in situ” baseados em expressões de correcção (Torrey & Donaghe, 1994) do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo dos ensaios Proctor publicadas para as misturas de solo-enrocamento. São propostas novas equações de correcção dos valores de referência do ensaio Proctor para material proveniente da alteração de xistos, calibradas a partir de ensaios de compactação por vibração de amostras de grandes dimensões.

ABSTRACT – Odelouca dam is a zoned earth fill dam with 76 m height presently being constructed at South of Portugal. The embankment material is clayey soil, at the core, and weathered schist with a significant fraction of oversized particles, at the slopes. Compaction control during the construction is performed through in situ tests and laboratory compaction tests. Conclusions are drawn about the accuracy of the in situ methods based on available correction expressions (Torrey & Donaghe, 1994) of maximum unit weight and optimum water content of Proctor test results for soil-rock mixtures. New correction equations for the Proctor reference values for schistose material are presented based on results of vibratory compaction tests of large samples.

1 – INTRODUÇÃO

Na construção de aterros é comum existir a necessidade de controlar a compactação de misturas de solo-enrocamento. O controlo tem por objectivo determinar o peso volúmico seco máximo e o teor em água óptimo da mistura em campo por forma a comparar os resultados com uma condição de referência.

Nesse tipo de controlo a maior dificuldade surge quando os ensaios de referência para o controlo de compactação de solos, como os métodos de Hilf e das famílias de curvas, não são aplicáveis. Estes métodos baseiam-se em resultados de ensaios de compactação normal ou modificada, os quais são aplicáveis apenas a materiais cuja fracção retida no peneiro de 3/4” seja menor ou igual a 30%.

Para contornar este problema têm sido propostos diversos métodos baseados em ensaios de compactação de fracções mais finas ou alteradas.

* Investigador Principal, Departamento de Geotecnia, LNEC. E-mail: biles@lnecc.pt

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

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

No controlo do peso volúmico seco máximo têm sido, frequentemente, utilizados os métodos de truncagem e o de truncagem com substituição, dada a simplicidade associada à sua execução. A norma ASTM D 4178 (ASTM, 2000), para a avaliação do peso volúmico seco máximo do material integral a partir da fracção fina, fornece uma equação de correcção, denominada de equação de Ziegler. Também é utilizado o “método do peso volúmico seco máximo ajustado” (NAVFAC DM 7.2, 1982). Contudo, a validade desta abordagem depende da percentagem da fracção grosseira presente na mistura.

Para a determinação do valor corrigido do teor em água óptimo da mistura a partir do teor em água da fracção fina é usada uma relação peso-volume integrante da norma ASTM D 4718.

O pressuposto destas equações de correcção é (Torrey & Donaghe, 1994) que “os resultados dos ensaios de compactação realizados nos materiais truncados podem ser directamente relacionados ou, até, tomados como equivalentes aos obtidos com a totalidade do material”. Infelizmente, e de acordo com a pesquisa bibliográfica efectuada por Torrey & Donaghe (1991), esta afirmação não é sempre exacta nem sequer válida para muitos materiais.

Naquela publicação (Torrey & Donaghe, 1994) é proposto um novo método para determinação do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo do material integral com base no conhecimento dos valores homónimos da respectiva fracção fina. Baseia-se na utilização de um coeficiente de interferência no peso volúmico, I_c , e de um factor correctivo do teor em água óptimo, F_{opt} . Para diversas misturas de solo-enrocamento foram propostas e validadas relações bi-logarítmicas entre os I_c e F_{opt} e a fracção ponderal grosseira, P_G . Como facilmente se compreende, as relações mencionadas são específicas dos materiais utilizados por aqueles autores, sendo necessário calibrar relações específicas para cada material de aterro individualizável.

Nesta comunicação descrevem-se os primeiros resultados dum programa de investigação sobre técnicas de controlo de compactação de xistos alterados, provenientes das manchas de empréstimo da barragem de Odelouca. Esta investigação foi motivada pela percepção de que as equações de correcção geralmente utilizadas não seriam válidas nesta obra.

Foram definidos dois objectivos para o programa: (i) a obtenção de fórmulas específicas de correcção através de ensaios de compactação por vibração ou de ensaios de compactação por apiloamento em molde grande; (ii) a aplicação “in situ” de métodos de controlo de compactação baseados no desempenho, nomeadamente, ensaios com o deflectómetro de impacto portátil e ensaios de Análise Espectral de Ondas de Superfície.

Julga-se que, a adopção de fórmulas de correcção específicas e de métodos de controlo de compactação baseados no desempenho, poderão, no futuro, constituir uma via, por um lado efectiva e, por outro, preferencial para o controle de qualidade dos aterros com materiais xistosos em Portugal.

2 – BARRAGEM DE ODELOUCA

A barragem de Odelouca encontra-se actualmente em construção no Sul de Portugal. Trata-se de um aterro zonado com 76 m de altura. O volume armazenado é de 157 hm³, a área inundada é de 7,8 km² e a área da bacia hidrográfica é de 393 km². Apresentam-se na Figura 1 a planta geral da barragem e na Figura 2 o perfil tipo.

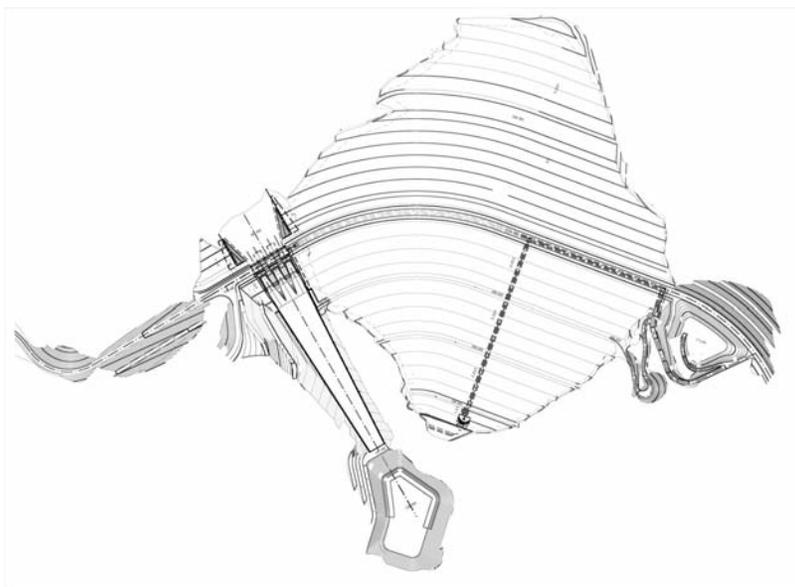


Fig. 1 – Planta de implantação da barragem de Odelouca.

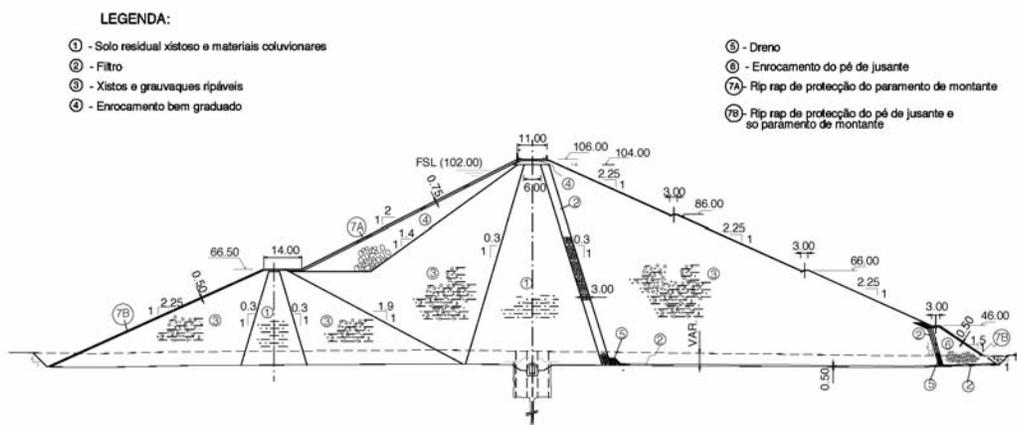


Fig. 2 – Planta de implantação da barragem de Odelouca.

O núcleo da barragem é constituído por uma mistura de coluviões e de solo residual do xisto e os maciços estabilizadores são constituídos por xistos e grauaques ripáveis, com uma grande percentagem de grossos, mesmo após compactação.

As técnicas de compactação do material dos maciços estabilizadores (material n.º 3) foram avaliadas por meio da realização de aterros experimentais durante a construção da ensecadeira, que viria a ser incorporada no corpo da barragem.

Ainda nas manchas de empréstimo, o material foi sujeito a homogeneização e a correção de teor em água. Após um período de repouso, o material foi transportado para o aterro experimental para ser espalhado e compactado.

Com base nos resultados dos aterros experimentais, foi decidido compactar o material em camadas de 0,5 m de espessura, com oito passagens de um cilindro vibrador de pés-de-carneiro. Os resultados dos ensaios de campo de determinação do peso volúmico seco e do teor em água são apresentados de seguida. O peso volúmico foi avaliado por intermédio de ensaios de garrafa de areia, de 12” de diâmetro, ou através de ensaios minimacro, num volume prismático com meio metro de profundidade e de secção quadrada, com 1 m de largura.

3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

3.1 – Ensaio de laboratório

No Quadro 1 apresentam-se as características granulométricas do material n.º 3. A Figura 3 mostra os limites superior e inferior do fuso granulométrico, conforme especificado no projecto da barragem (COBA, 2000).

Quadro 1 – Características granulométricas do material dos maciços estabilizadores (n.º 3).

% de finos	% passada no peneiro #10	% passada no peneiro #4	% passada no peneiro de 3/4”	D ₅₀ (mm)	D ₁₀₀ (mm)
30	10-50	18-62	33-93	2-50	50-400

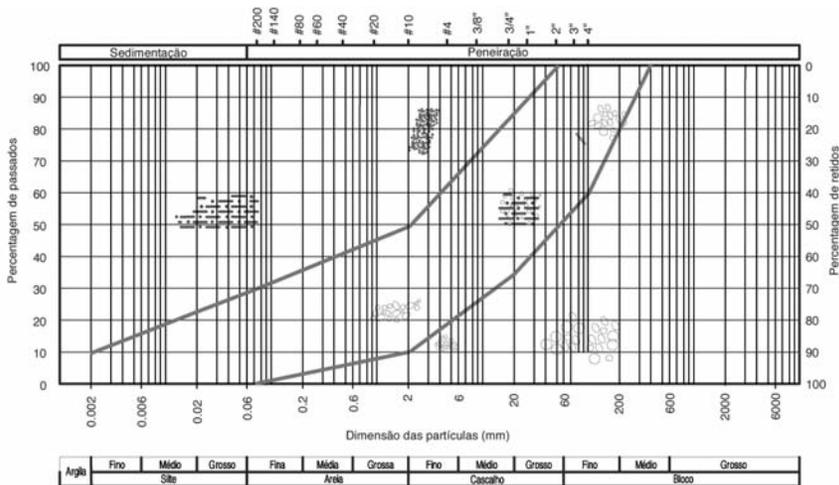


Fig. 3 – Fuso granulométrico dos materiais dos maciços estabilizadores.

A natureza evolutiva do material é evidenciada na Figura 4, em que se representam as curvas granulométricas do material nas manchas de empréstimo e após o espalhamento no aterro (NECSO e Construtora do Tâmega, 2003). São patentes as diferenças entre as curvas granulométricas do material ripado e do material espalhado. As observações de campo mostraram que as alterações da granulometria causadas pela compactação assumiam expressão reduzida.

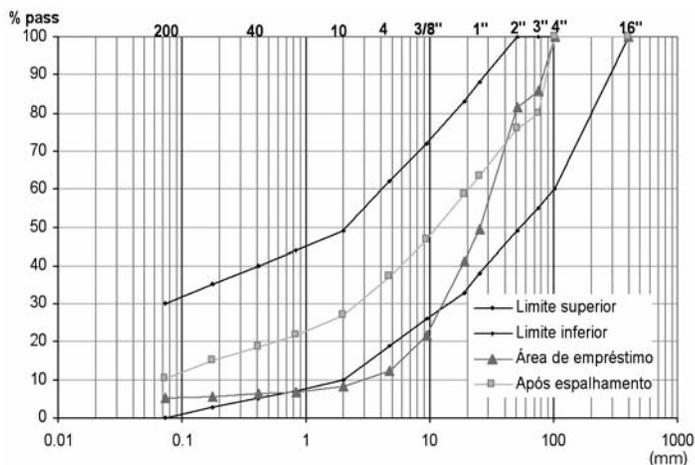


Fig. 4 – Comparação das curvas granulométricas após ripagem na mancha de empréstimo e após espalhamento.

Com o material passado no peneiro de 3/4", foram realizados ensaios de compactação do tipo Proctor, cujos resultados são apresentados na Figura 5. A partir destes resultados foi escolhido um ensaio de referência (n.º 239), a que correspondem os valores $\gamma_{d,max} = 19,2 \text{ kN/m}^3$ e $w_{opt} = 13,4\%$ no óptimo da curva de compactação Proctor.

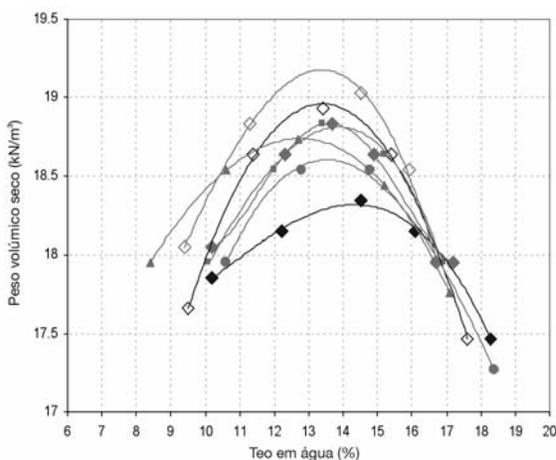


Fig. 5 – Curvas de compactação tipo Proctor de diversas amostras truncadas no peneiro de malha 3/4".

3.2 – Determinação dos valores de referência de campo com base nos resultados da amostra de referência

A conversão dos valores do óptimo da curva de compactação Proctor em valores correspondentes às condições ótimas da compactação de campo foi realizada segundo três métodos distintos como seguidamente se descreve.

Como primeira abordagem (Caldeira e Bilé Serra, 2005) aquela condição de referência de campo foi obtida através da correcção dos resultados dos ensaios de compactação de laboratório do material truncado, representados na Figura 5, correspondendo-lhe o *método 1* e o *método 2*.

O peso volúmico seco máximo do material integral foi estimado através da equação.

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

em que $\gamma_{d,max}^T$ é o peso volúmico seco máximo do material integral, P_C é a percentagem ponderal da fracção grossa, P_F é a percentagem ponderal da fracção fina, G_M é a densidade das partículas constituintes da fracção retida no peneiro #4, η é um coeficiente de correcção definido no Quadro 2, $\gamma_{d,max}^F$ é o peso volúmico seco máximo da fracção fina e γ_w é o peso volúmico da água.

Quadro 2 – Factor de correcção do peso volúmico seco.

P_C	η	P_C	η
<20	1,00	46-50	0,94
21-25	0,99	51-55	0,92
26-30	0,98	56-60	0,89
31-35	0,97	61-65	0,86
36-40	0,96	66-70	0,83
41-45	0,95		

Nesta abordagem para a definição do valor de P_C foram consideradas duas alternativas: no *método 1*, P_C foi tomado igual à percentagem ponderal de grossos na amostra de referência enquanto que no *método 2* foi considerado igual à percentagem ponderal de grossos na amostra colhida no aterro experimental após compactação.

Por sua vez, o teor em água óptimo do material integral, w_{opt}^T , foi determinado pela seguinte equação extraída da norma ASTM D4718 (ASTM, 2000):

$$w_{opt}^T = \frac{w_{opt}^F P_F + w_G P_C}{100} \quad (2)$$

Numa segunda abordagem, foram adoptadas as seguintes equações de Torrey e Donaghe (1994) para correcção dos valores $\gamma_{d,max}^F$ e w_{opt}^F da amostra n.º 239, opção que será identificada na sequência por *método 3*.

$$\gamma_{d,max}^T = 100 \frac{I_C P_C \gamma_{d,max}^F \gamma_w G_M}{\gamma_w P_F + I_C P_C \gamma_{d,max}^T P_C} \quad (3)$$

$$w_{opt}^T = 100 \frac{w_{opt}^F}{P_C F_{opt}} \quad (4)$$

$$\log I_C = 1,614 - 1,025 \log P_C \quad (5)$$

$$\log F_{opt} = 1,812 - 0,730 \log P_C \quad (6)$$

onde I_C é o chamado coeficiente de inferência e F_{opt} o factor correctivo do teor em água óptimo.

A Figura 6 mostra a comparação das condições de campo obtidas através dos diferentes métodos. Como se referiu, a diferença entre os métodos 1 e 2 reside na utilização de diferentes valores de P_C . Na Figura 6 apresentam-se os valores (de referência) corrigidos, $\gamma_{d,max}^T$ e w_{opt}^T , obtidos por aplicação das equações 1 e 2 (ambas correspondendo aos *métodos 1 e 2*) e das equações 3 a 6 (*método 3*) aos resultados de 16 ensaios com garrafa de areia. É ainda representada a curva de compactação Proctor da amostra de referência.

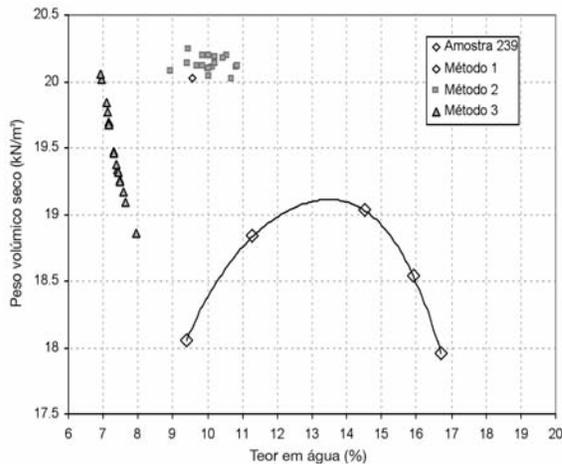


Fig. 6 – Condições de referência obtidas a partir de 16 ensaios com garrafa de areia.

Na Figura 7 apresentam-se, por sua vez, os resultados de controlo da compactação baseados nos pontos de referência de campo anteriormente determinados. É possível constatar que a adopção do valor de P_C da amostra de referência (*método 1*) ou da amostra de campo (*método 2*) introduz diferenças significativas no controlo da compactação. Do ponto de vista do desvio do teor em água Δw , essas diferenças são expressivas quer em termos da média quer em termos do desvio padrão. Por outro lado, no que diz respeito ao grau de compactação GC – definido como o quociente entre o peso volumico seco de campo e $\gamma_{d,max}^T$ – somente a dispersão se apresenta sensível a P_C .

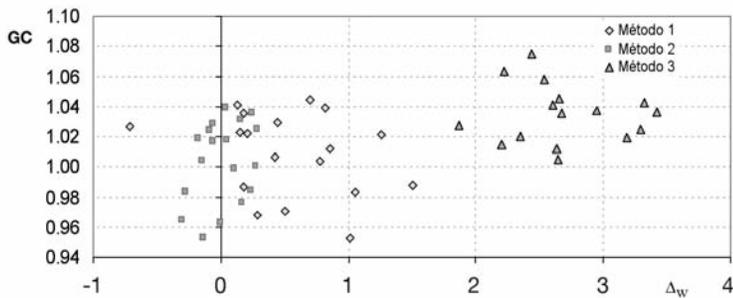


Fig. 7 – Controlo de qualidade de compactação.

4 – ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO POR VIBRAÇÃO

Os resultados obtidos motivaram a definição de um programa de investigação visando a obtenção de fórmulas de correcção do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo, obtido em laboratório sobre a fracção fina, aplicáveis aos materiais xistosos e grauvacóides dos aterros da barragem de Odelouca. Uma vez que estes materiais são bastante frequentes na construção de aterros, tanto na construção de barragens de aterro como na construção de aterros de vias de comunicação, decidiu-se estender a pesquisa até ao estabelecimento de critérios de compactação baseados no desempenho das camadas.

O primeiro passo desse programa de investigação consistiu na obtenção de curvas de referência da compactação de amostras de grandes dimensões truncadas nas duas polegadas e compactadas com um pilão vibrador. Para esse efeito, seguiram-se as especificações referidas na norma BS1377: Part 4 (1990) com pequenas alterações. O diâmetro do molde cilíndrico é 31,1 cm e a altura é 36,7 cm. No que concerne às características do pilão vibrador, a frequência nominal de vibração é de 2850 rpm, o peso estático é 354 N e a força dinâmica em operação é de 2,5 kN. A acção vibratória é aplicada a uma placa cilíndrica em aço com 150 mm de diâmetro colocada entre o pilão vibrador e a camada compactada. Em cada ensaio de compactação são colocadas 3 camadas com cerca de 22 cm de altura.

Decidiu-se vibrar a maioria das camadas durante 6 minutos, o que corresponde a cerca de 90% do assentamento máximo da camada após aplicação da carga vibratória.

Na análise dos resultados dos ensaios de compactação foi adoptada a abordagem de Torrey e Donaghe (1994), conforme mostrado na Figura 8 e no Quadro 3. A Figura 8 mostra os resultados dos ensaios de referência com os materiais passados no peneiro de 3/4". No Quadro 3 apresentam-se os resultados obtidos com três amostras.

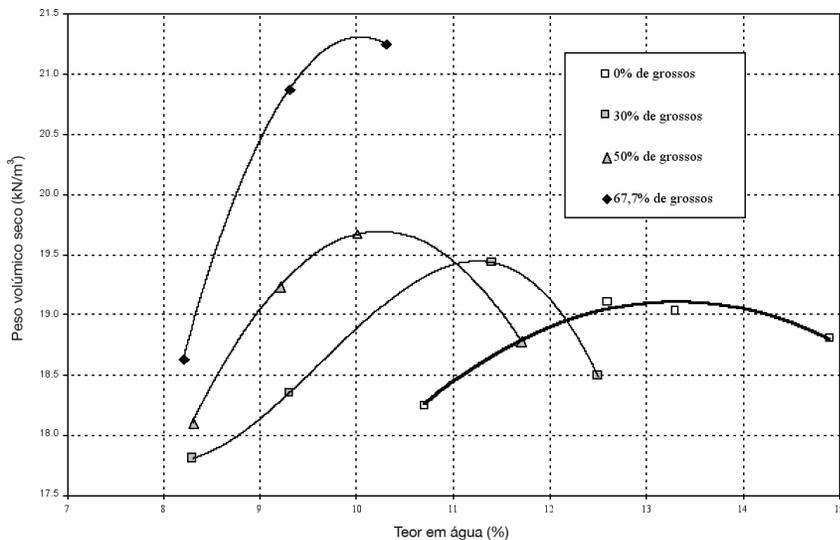


Fig. 8 – Curvas de compactação Proctor do material truncado na dimensão 2'' (P_c igual a 30%, 50% ou 70%) e da fracção fina (P_c igual a 0%).

Quadro 3 – Valores de I_c e de F_{opt} calculados a partir da fracção passada no peneiro de 3/4“.

Ensaio	P_c (%)	G_m	w_{opt}^F (%)	$\gamma_{d;max}^F$ (kN/m ³)	w_{opt}^T (%)	$\gamma_{d;max}^T$ (kN/m ³)	I_c	F_{opt}
1	30	2,39	14,6	18,74	11,4	19,11	1,318	4,269
	50				10,1	19,68	0,757	2,920
	70				10,3	21,25	0,556	2,025
4	40	2,43	13,2		10,8	19,91	0,985	3,056
	50				10,1	19,88	1,359	3,964
5	30				11,1	19,88	1,359	3,964
	60				9,8	20,01	0,590	2,245

Os valores de P_c , os valores determinados do coeficiente de interferência do peso volúmico seco, I_c , e o factor correctivo do teor em água óptimo, F_{opt} , no Quadro 3, foram utilizados (Brito, 2005) para a obtenção das equações de regressão (7) e (8).

$$\log I_c = 1,7398 - 1,0935 \log P_c \quad (7)$$

$$\log F_{opt} = 1,8843 - 0,828 \log P_c \quad (8)$$

Nas Figuras 9 e 10 pode ser observado o bom ajuste obtido pelo método dos mínimos quadrados do logaritmo dos resultados experimentais do coeficiente de interferência do peso volúmico seco e do factor correctivo do teor em água óptimo em função do logaritmo da percentagem de grossos presentes na mistura.

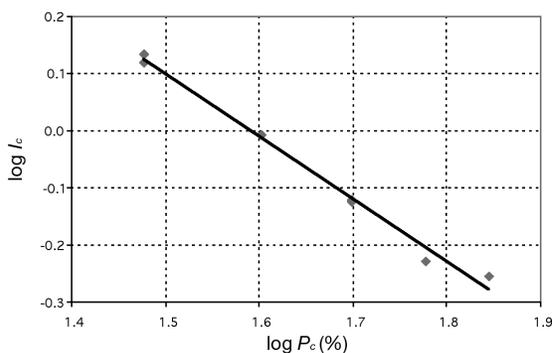


Fig. 9 – Regressão bi-logarítmica de I_c versus P_c

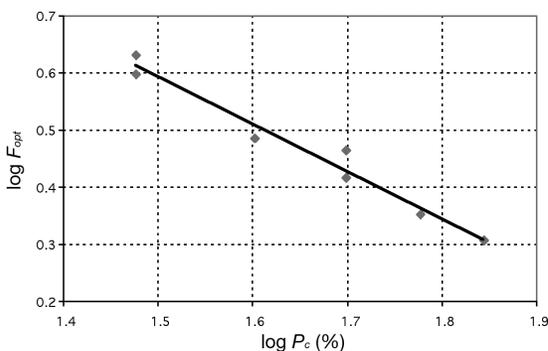


Fig. 10 – Regressão bi-logarítmica de F_{opt} versus P_c

5 – CONCLUSÕES

Foram apresentados alguns resultados preliminares dum projecto de investigação visando o desenvolvimento de critérios de desempenho de controlo de qualidade de materiais de aterro. Os materiais de compactação estudados são xistos alterados e grauvaques para os quais não existiam, ao tempo do início da construção da barragem de Odelouca, até onde o conhecimento dos autores permite saber, equações de correcção do peso volúmico seco máximo e do teor em água óptimo de amostras truncadas.

Com base nos resultados de ensaios de vibração com o material integral e em ensaios de compactação de referência com o material truncado, foram deduzidas expressões bi-logarítmicas para os materiais dos aterros da barragem de Odelouca.

Estes são os primeiros resultados de um programa de investigação mais vasto que irá subseqüentemente incluir ensaios de compactação em molde grande com o material integral e ensaios de campo visando a completa definição de métodos de referência de controlo de qualidade tradicionais bem como de métodos baseados no desempenho dos materiais xistosos.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de mencionar que a elaboração do presente artigo foi somente possível com o interesse e o apoio do dono de obra, o Instituto da Água (INAG), o que se agradece bem como a autorização para a sua publicação. Também gostariam de expressar o agradecimento aos técnicos do LNEC, em particular ao Sr. Timóteo Silva, pelo desenvolvimento do trabalho experimental.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society for Testing and Materials. Annual Book of ASTM Standards. Volume 04/08, Soil and Rock, Philadelphia, PA, 1994.
- Caldeira, L. e Bilé Serra, J. *Barragem de Odelouca. Interpretação e Análise dos Resultados dos Aterros Experimentais dos Maciços Estabilizadores*. Relatório 420/05 – NBOA/DG, LNEC.
- Brito, A. *Compactação de Aterros de Barragens. Novas Metodologias de Controlo*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2005.
- COBA *Projecto da barragem de Odelouca a montante da Ribeira de Monchique*, Lisboa, 2000.
- NECSO, Construtora do Tâmega – *Empreitada da Construção da barragem de Odelouca. Aterros Experimentais. Vol. I: Aterro Experimental do material 3*, 2003.
- Torrey, V. H. e Donaghe, R.T. *Compaction Characteristics of Earth-Rock Mixtures*. Miscellaneous Paper GL-91-16, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. 1991.
- Torrey, V. H. e Donaghe, R.T. *Compaction Control of Earth-Rock Mixtures: A New Approach*. Geotechnical Testing Journal, ASTM, VOL.17, No. 3, September 1994, pp. 371-386, 1994.

CAMPO EXPERIMENTAL DO ISC'2 – PREVISÃO E DESEMPENHO DE ESTACAS INSTRUMENTADAS SOLICITADAS AXIALMENTE

ISC'2 experimental site – prediction & performance of instrumented axially loaded piles

Jaime A. Santos*

António Viana da Fonseca**

Elisabete Costa Esteves***

RESUMO – Este trabalho insere-se num projecto de investigação para estudo do comportamento de estacas em solos residuais. Nas instalações da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) foi desenvolvido um campo experimental num perfil de solo residual (saprolítico) do granito. Foi efectuada uma exaustiva caracterização do local, incluindo um grande número de ensaios de caracterização *in situ* para desenvolver um “exercício internacional de previsão do comportamento de estacas: moldada, trado contínuo e cravada” - *International Prediction Event (Class A)*. Investigadores e projectistas foram convidados a participar neste evento de previsão do comportamento real das estacas. Vários ensaios *in situ* foram realizados – ensaios de penetração: SPT e CPTU; ensaios pressiométricos e dilatométricos: PMT e DMT; ensaios sísmicos: cross-hole (CH) e down-hole (DH). Além disso, foi executado um programa de ensaios de laboratório, incluindo ensaios de consolidação em edómetro, ensaios triaxiais Ck_0D com sensores de deformação local e transdutores piezoelétricos, assim como ensaios de coluna ressonante. Este artigo centra-se nos ensaios de carga verticais estáticos e apresenta-se uma análise das previsões dos participantes do evento.

SYNOPSIS – This paper is part of a joint research project to study the behaviour of piles in residual soil. An experimental test site on residual (saprolitic) soil from granite was constructed at the Faculty of Engineering of the University of Porto. A very extensive site characterization has been held, including a large variety of *in situ* tests in order to develop an *International Prediction Event (Class A)* of Bored, CFA and Driven Piles. Researchers and designers were invited to deal with this investigation results in order to predict the real response of the pile foundations. Several *in-situ* testing techniques were used - penetration tests: SPT and CPTU; pressuremeter and dilatometer tests: PMT and DMT; seismic tests: cross-hole (CH) and down-hole (DH). Undisturbed samples were recovered and an extensive laboratory-testing program was carried out, including oedometric consolidation tests, Ck_0D triaxial tests using local strain measuring devices and bender-extender elements, as well as resonant column tests. This paper focuses on the axial pile load tests and an analysis of the predictions is presented.

1 – INTRODUÇÃO

A cidade do Porto, e boa parte da região Norte, caracteriza-se por ter um subsolo granítico que é em grande medida dominado, nos horizontes implicados pelas obras de construção civil, por solos residuais recentes (saprolíticos), em particular de rochas graníticas. Este tipo de solos, em alguns

* Prof. Auxiliar do DECivil do Instituto Superior Técnico da Univ. Técnica Lisboa; jaime@civil.ist.utl.pt

** Prof. Associado do Dep. Eng. Civil da Faculdade Engenharia da Univ. Porto; e-mail: viana@fe.up.pt

*** Mestre em Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica da FEUP, Assistente no ISEP; elisabete@fe.up.pt

casos, atinge profundidades que podem rondar os 20m, sendo mais comuns profundidades entre 5 a 10m. Este subsolo granítico caracteriza-se por perfis de grande e errática heterogeneidade, tendo o emprego de estacas em fundações sofrido uma marcante evolução nos últimos anos. Constituem as fundações de estruturas de médio e grande porte mais utilizadas actualmente. Este uso cada vez mais frequente de estacas deve-se em boa medida ao grande desenvolvimento dos meios e processos de execução, bem como ao desenvolvimento dos materiais empregues na sua realização. Desta forma, torna-se crucial o conhecimento do seu modo de funcionamento e dos parâmetros de cálculo usados no seu dimensionamento.

São muitos os factores que influenciam o comportamento das fundações indirectas, nomeadamente a natureza do maciço, o grau de perturbação causado pela sua execução, o efeito de escala, o tipo e a magnitude das solicitações, etc. Alguns destes factores são de difícil ou mesmo impossível caracterização, pelo que ainda hoje é grande a indefinição sentida sobre os critérios de dimensionamento de estacas, particularmente em solos residuais. Desta forma, torna-se imperioso a realização de ensaios de carga em estacas executadas nas mesmas condições da prática corrente e mudadas de instrumentação que permita a observação das respostas localizadas, quer ao longo do fuste, quer na base.

Com o propósito de responder às questões muito sucintamente acima esboçadas, desenvolveu-se um campo experimental num maciço de solo residual do granito, em terrenos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), realizando-se uma vasta campanha de investigação geotécnica que compreendeu um número significativo de ensaios *in situ* e laboratoriais. Posteriormente, foram executadas e ensaiadas à compressão vertical três estacas em betão armado de diferentes tipologias: moldada com 600mm de diâmetro com recurso a tubo metálico, trado contínuo com 600mm de diâmetro e pré-fabricada cravada dinamicamente quadrada com 350mm de lado. As que foram objecto de ensaio tinham 6m de comprimento útil (ou seja, no interior do terreno) enquanto as de reacção tinham 22m de comprimento. Esta investigação foi potenciada pela lançamento de um “exercício internacional de previsão do comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização”: *International Prediction Event - Class A* (porque os ensaios são realizados após as previsões estarem “fechadas”), apoiada pelo comité TC18 da ISSMGE e enquadrado na 2nd *International Conference on Site Characterization (ISC'2)* realizada no Porto.

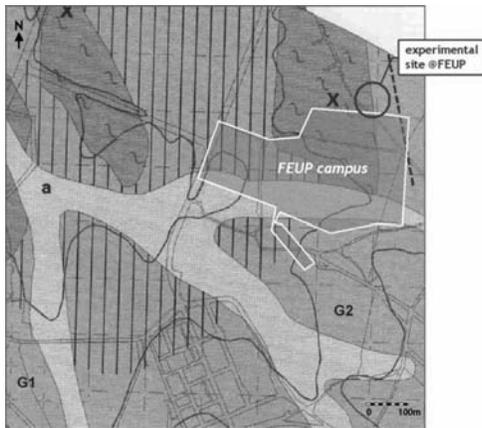
2 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO CAMPO EXPERIMENTAL

O campo experimental desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, situa-se dentro dos limites do Campus do Pólo II da UP conforme ilustrado na Figura 1. A identificação dos complexos geológicos que afloram no local encontram-se sumariamente descritos na legenda da mesma.

Como se pode observar, o campo experimental está situado numa zona de interface com um complexo xisto-grauváquico, mas onde predominam rochas ígneas, particularmente de granito de grão médio ou médio a fino, por vezes com uma elevada orientação (fruto de um tectonismo regional elevado e muito irregular), conhecido por Granito do Porto.

De acordo com os ensaios de identificação efectuados, estes solos saprolíticos apresentam grão médio a fino e baixa plasticidade, classificando-se como solos areno-siltosos.

Foi conduzido um grande número de ensaios *in situ*, antes e após execução das estacas, nomeadamente 5 sondagens com amostragem contínua, sendo em quatro delas realizados ensaios SPT de 1,5m em 1,5m; 9 CPT(U); 9 DMT; 3 PMT; e diversos tipos de ensaios geofísicos (CH, DH, SASW,



Legenda:

- a - aluviões (actual e holocénico)
- X - Rochas metamórficas (Micaxistos e metagrauvaques)
- G - Rochas ígneas (rochas graníticas de duas micas)
 - G1: granito de grão médio ou de médio a fino - Granito do Porto
 - G2: granito de grão médio ou de médio a fino, por vezes muito orientado - Granito do Porto
- - Domínios de mais intensa caulinição
- - Xistosidade vertical

Fig. 1 – Caracterização geológica do campo experimental: Mapa Geológico do Porto (Viana da Fonseca *et al.*, 2004).

CSWS, etc.) (Viana da Fonseca *et al.*, 2006). Das amostras indeformadas de boa qualidade, recolhidas em amostradores duplos com bisel cortante otimizado e liners de PVC, foram realizados 6 ensaios triaxiais CK₀D, 4 em compressão com medição de velocidades de ondas sísmicas S e P com recurso a bender-extend elements (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002) e 2 em extensão com medição local das deformações, 2 ensaios de coluna ressonante e um ensaio edométrico.

Na Figura 2 apresenta-se alguns resultados obtidos, mas mais informação pode ser encontrada em Viana da Fonseca *et al.* (2006).

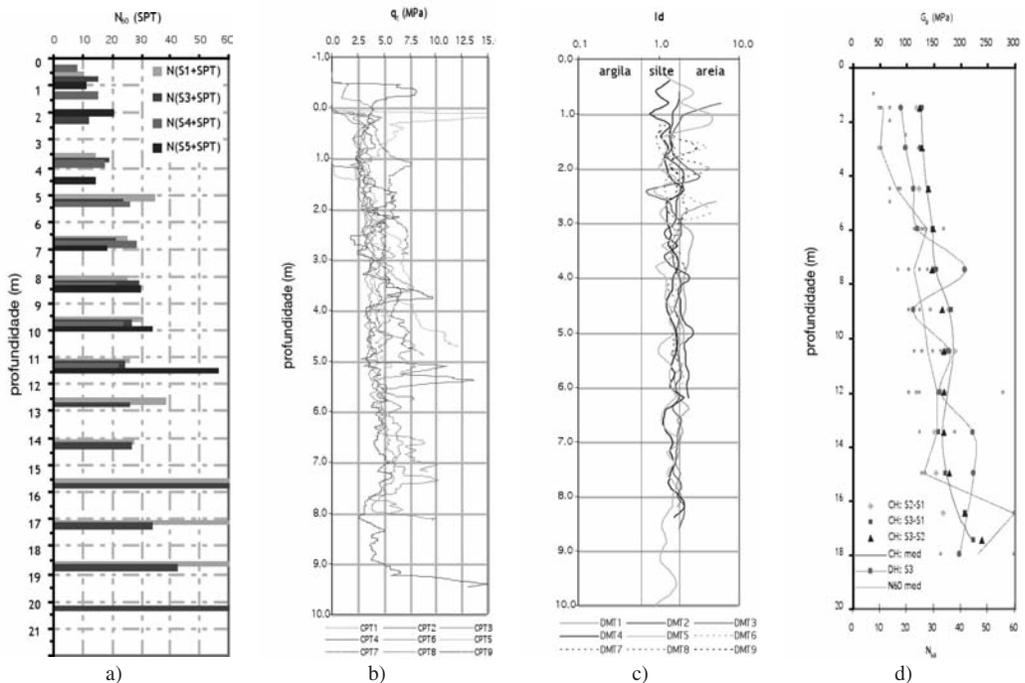
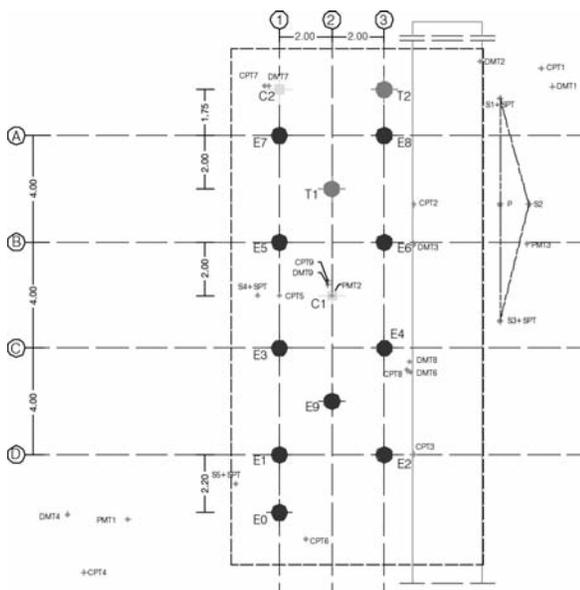


Fig. 2 – Alguns resultados dos ensaios realizados no campo experimental: a) SPT; b) CPT(U); c) DMT; d) geofísicos (CH e DH).

3 – EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Como se referiu acima, foram executadas um total de 14 estacas, sendo dez moldadas de 600mm de diâmetro com recurso a tubo moldador metálico, sendo duas mais curtas, de 6m de comprimento (E0 e E9), e oito com 22m úteis, que serviram de reacção para a actuação do carregamento (E1 a E8), duas de 600mm de diâmetro com recurso à técnica do trado contínuo CFA (T1 e T2) e duas pré-fabricadas cravadas com secção de 350mm_350mm (C1 e C2), sendo estas últimas duas tipologias de 6m de comprimento. As estacas moldadas foram executadas pela Divisão de Fundações Especiais da Mota-Engil, SA, as de trado contínuo pela Teixeira Duarte, Engenharia e Construção, SA, e as cravadas pré-fabricadas pela Sopecate, Soc. Pesquisas, Captações de Água e Transportes, SA.

A localização das estacas e os ensaios realizados antes e após a sua execução encontram-se esquematizados na Figura 3.



Legenda:

Estacas: E – Moldada de 0.60m. T – Trado Contínuo de 0.60m. C – Cravada de 0.35 x 0.35m.
Prospecção: S – Sondagem com Recolha de Amostras. SPT; CPT; DMT; PMT; DPSH; SP.

Fig. 3 – Planta com a localização das estacas e dos ensaios *in situ*.

O sistema de reacção para os ensaios de carga verticais, foi materializado pelas já referidas oito estacas moldadas mais longas, designadas na Figura 3 por E1 a E8 com 22m de profundidade útil (no terreno natural). As restantes estacas foram executadas com 6m de comprimento, sendo as estacas E9, C1 e T1 sujeitas ao ensaio de carga estático. As características pretendidas das estacas encontram-se sumariadas no Quadro 1 (Costa Esteves, 2005).

Com a finalidade de se comprovar as características geométricas das estacas executadas bem como verificar a sua integridade, procedeu-se, após os ensaios de carga, à escavação faseada do terreno envolvido pelo estudo do comportamento das estacas, tanto para sua boa caracterização visual e amostragem sequencial de blocos, como para a remoção daquelas. Tal foi feito até cerca de 6m de profundidade.

Após extracção das estacas, foram medidas as características geométricas relevantes para o presente estudo, depois de devidamente limpas de todo o solo que se encontrava ao longo do fuste, encontrando-se no Quadro 2 as características geométricas visadas inicialmente pelo processo de execução das estacas estudadas (E9, C1 e T1) e a geometria realmente conseguida.

Quadro 1 – Características das estacas.

Função das Estacas (*)	Designação	Tipologia	L (m)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	f _{ck} (MPa)	f _{cm} (MPa)
Reacção (tracção)	E1 a E8	moldada	< 12	A500 12φ25	φ12 com passo de 10 cm	27,7	30,9
			12<L<22	A500 6φ25	φ12 com passo de 20 cm		
Compressão (ensaio estático)	E9	moldada	6	A500 12φ25	φ12 com passo de 10 cm	27,7	30,9
Compressão (ensaio estático e dinâmico)	C1 e C2	cravada	6	A400 8φ16	A235 φ6 com passo de 16 cm (**)	45	48
Compressão (ensaio estático e dinâmico)	T1 e T2	trado contínuo	6	A500 12φ25	φ10 com passo de 10 cm	44	52,6

(*) só se assinalam as funções relacionadas com o comportamento estudado à compressão (algumas estacas foram posteriormente sujeitas a acções horizontais)

(**) extremos reforçados com passo de 8 cm

Quadro 2 – Características geométricas das estacas.

Designação	Secção pretendida (mm)	Secção executada (mm)	Comprimento pretendido (m)	Comprimento executado (m)
E9	circular (φ 600)	circular (em média φ 605) (na ponta φ 525)	6	6
C1	quadrada (350x350)	quadrada (350x350)	6	6
T1	circular (φ 600)	circular (φ 611)	6	6

4 – PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DAS ESTACAS

Conforme atrás referido, foi lançado um “exercício internacional de previsão do comportamento de estacas com base em ensaios de caracterização”. Aos participantes foram fornecidas informações sobre a geometria das estacas, o perfil do solo, os equipamentos e os resultados dos ensaios de carga dinâmicos. Foi solicitado aos participantes para apresentarem a previsão do comportamento das estacas incluindo:

- (i) tabela que fornecesse os valores carga versus assentamento na cabeça da estaca;
- (ii) parâmetros e modelos usados na previsão;
- (iii) metodologia de cálculo;
- (iv) resistência lateral e de ponta da estaca, separadamente (quando aplicável);
- (v) capacidade resistente última e critério utilizado para a definir;
- (vi) carga admissível e respectivo factor de segurança;
- (vii) explicação dos métodos utilizados para obter cada um dos pontos mencionados acima.

Este desafio contou com 33 participantes de 17 países, como se pode observar na Figura 4.

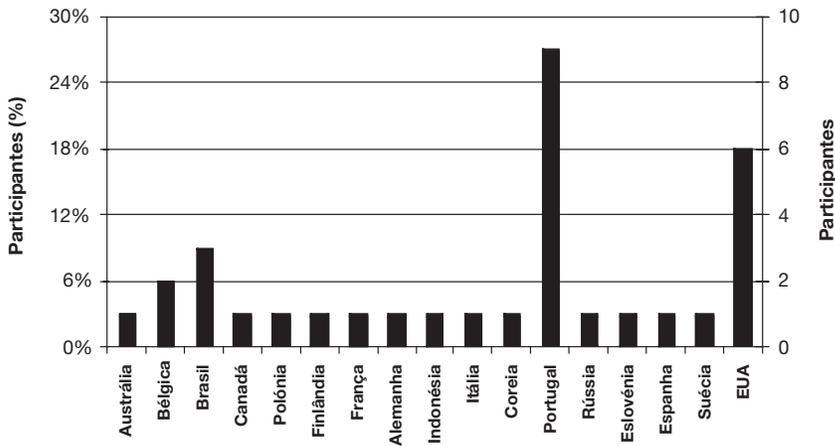


Fig. 4 – Distribuição dos participantes por países.

A compilação das previsões apresentadas pelos participantes no que respeita à capacidade resistente última das estacas E9 (moldada), T1 (CFA) e C1 (cravada), encontra-se resumida nas Figuras 5, 6 e 7, respectivamente. A resistência de ponta (R_b) e a resistência lateral (R_s) estão representadas em separado quando aplicável, quando tal não é possível, representa-se a resistência total (R_t).

Os valores apresentados nas previsões derivam da aplicação de métodos muito distintos, nomeadamente: analíticos ou empíricos, resultados de ensaios dinâmicos ou uma combinação de vários métodos. É também importante salientar que foram utilizados critérios ou aproximações de cálculo diferentes para definição da resistência última (refira-se que está em curso a elaboração de um relatório síntese destes resultados a publicar em monografia).

As previsões apresentadas nas Figuras 5, 6 e 7 revelam grande dispersão, o que demonstra que a avaliação da capacidade resistente última à compressão de uma estaca é ainda uma tarefa difícil, aliás também confirmado no evento 2002 *ASCE GeoInstitute's Deep Foundation Conference* (Fellenius et al., 2004).

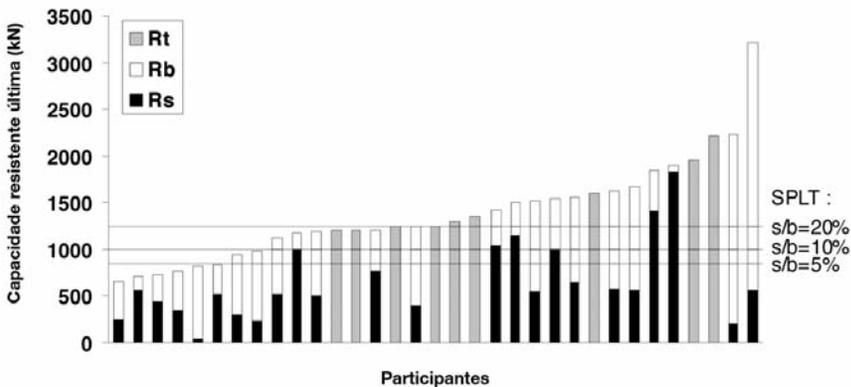


Fig. 5 – Capacidade resistente última: previsão para a estaca moldada E9.

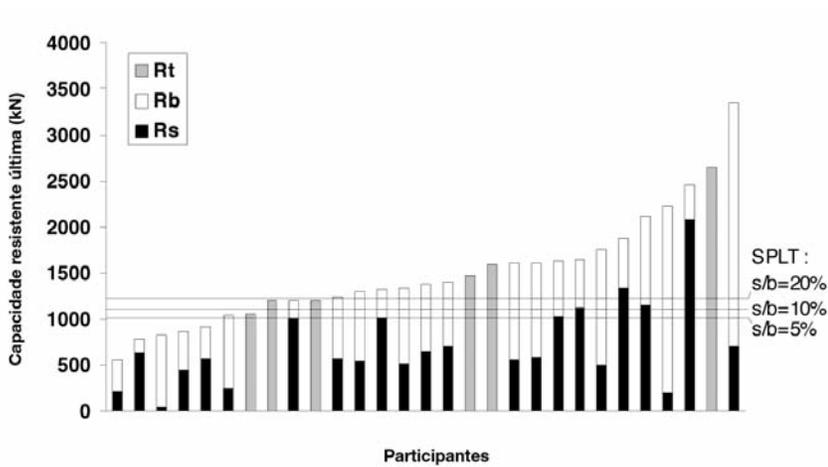


Fig. 6 – Capacidade resistente última: previsão para a estaca CFA T1.

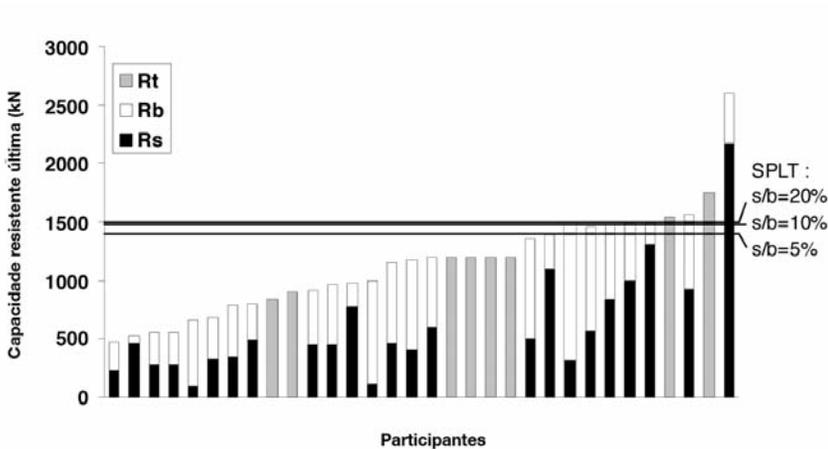


Fig. 7 – Capacidade resistente última: previsão para a estaca cravada C1.

5 – CURVAS CARGA-ASSENTAMENTO

O procedimento seguido nos ensaios de carga verticais estáticos (SPLT) procurou conciliar as recomendações de alguns comités de normalização: a norma Americana ASTM D1143-81, o documento do subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 (De Cock *et al.*, 2003) e a norma Brasileira NBR-12131. O plano de cargas adoptado para cada uma das estacas ensaiadas consistiu em ciclos de carga-descarga, com incrementos iguais e sucessivos, garantindo-se que em cada ciclo de carga-descarga a carga máxima, era mantida até à estabilização dos deslocamentos. Considerou-se que a estabilização dos deslocamentos era verificada para taxas de assentamento inferiores a 0,3 mm/h, com um período mínimo de 30 minutos e máximo de 2 horas na aplicação da carga.

Nas estacas E9 e T1 foram instalados 5 sensores (*retrievable extensometer*) a 5 níveis de profundidade para permitir a medição da resistência mobilizada ao longo do fuste da estaca. Na base da estaca E9 foi colocada uma célula de carga de pressão total com 350mm de diâmetro para

medição da tensão mobilizada na ponta. A célula de carga foi colocada entre dois pratos de aço inoxidável com 450mm de diâmetro selada lateralmente com mastique.

Para comparar as previsões com os resultados obtidos nos ensaios de carga (SPLT), os últimos são referenciados a valores correspondentes a um certo padrão de deslocamento normalizado. Foram considerados três níveis diferentes: $s/b=5\%$, 10% e 20% (s = deslocamento ou assentamento da cabeça da estaca, b = diâmetro ou largura da estaca).

As Figs. 5, 6 e 7 mostram que um número significativo de previsões sobrestimam a capacidade resistente para as estacas E9 e T1, enquanto que as previsões para a estaca C1 são conservativas e 9 delas com valores muito próximos do obtido aquando do ensaio de carga (com uma diferença inferior a 10%).

As curvas carga-assentamento obtidas para as estacas E9, T1 e C1 estão representadas na Figura 8.

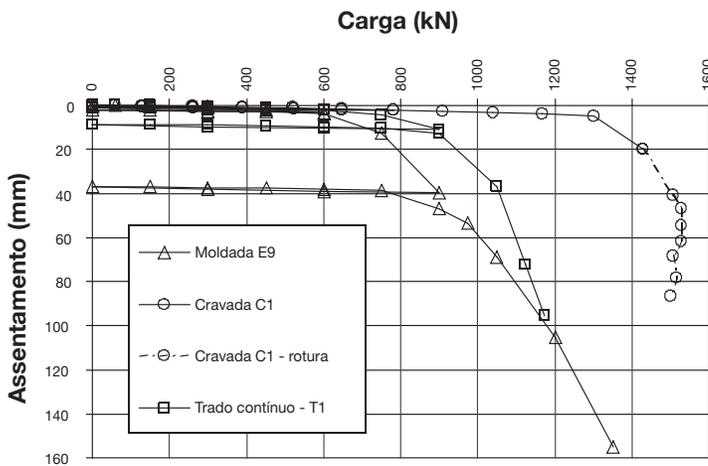


Fig. 8 – Curvas carga-assentamento das estacas ensaiadas.

Embora a estaca C1 tenha uma secção transversal bastante menor ($43,3\%$), ela mostrou um comportamento mais rígido que as outras duas estacas objecto de estudo. Isto é uma indicação clara que os efeitos de instalação desempenham um papel muito relevante no comportamento da estaca. Neste caso, o processo de cravação da estaca terá induzido provavelmente um aumento significativo das tensões horizontais no solo em redor da estaca e um expectável adensamento do solo, embora se admita perda de estrutura relicar.

Através da Figura 8 não se consegue definir com clareza a capacidade resistente última das estacas E9 e T1. Na realidade, os resultados dos ensaios de carga podem ser interpretados de uma forma mais conveniente quando se recorre ao deslocamento ou assentamento normalizado (s/b), que aliás constituem de sobremaneira condições limites em projecto de estruturas.

A Figura 9 representa a curva carga-assentamento normalizado da estaca C1. A capacidade resistente última foi atingida para um assentamento normalizado de cerca de 10% . Este valor está em consonância com resultados recentes de ensaios de estacas de deslocamento em areias, recorrendo à modelação física com centrifugadora (Fioravante et al., 1995).

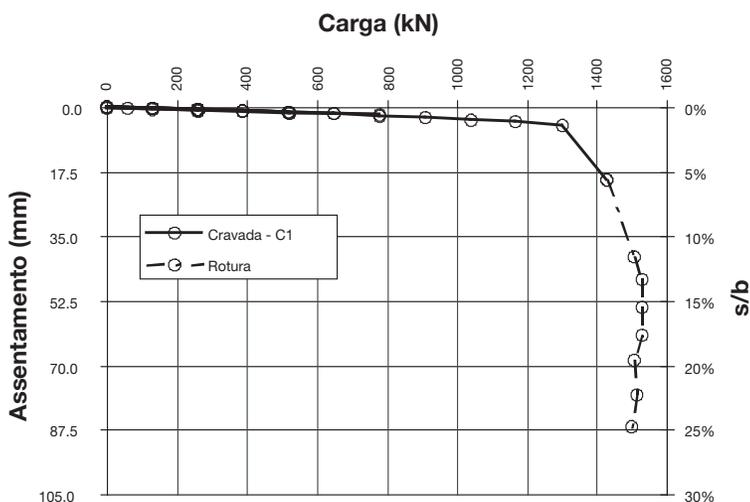


Fig. 9 – Curvas carga-assentamento das estacas ensaiadas.

Os resultados das estacas E9 e T1 são representados na Figura 10.

Neste caso, não se verifica o esgotamento da capacidade resistente do solo, mesmo para um assentamento normalizado de 25%.

Para avaliar a evolução da carga mobilizada na ponta na estaca E9, recorreu-se às medições da célula de carga instalada na base da estaca. A conversão do valor da pressão medida na célula para a carga instalada na ponta implica a consideração de algumas hipóteses simplificadoras cuja validade é questionável. Deste modo, optou-se por considerar duas hipóteses extremas:

- Hipótese 1 – Diâmetro da ponta (D_b) igual a 350mm;
- Hipótese 2 – Diâmetro da ponta (D_b) igual a 525mm.

A evolução das resistências lateral e de ponta para as duas hipóteses referidas é apresentada nas Figuras 11 e 12, respectivamente. Neste trabalho considerou-se que a diferença entre a carga medida no topo e a carga instalada na ponta permite determinar a resistência lateral mobilizada. As medições obtidas ao longo do fuste da estaca através da instrumentação interna (*retrievable extensometer*) serão objecto de uma análise específica a apresentar em trabalho futuro.

Como seria de esperar, as hipóteses 1 e 2 conduzem a valores bastante distintos no que respeita às resistências mobilizadas. No entanto, não invalidam as constatações seguintes:

- i) a resistência lateral máxima é atingida para um assentamento normalizado de cerca de 10%;
- ii) não se verifica o esgotamento da resistência de ponta.

A estaca T1 apresenta um comportamento similar à estaca E9.

Estes resultados estão igualmente de acordo com os estudos de modelação física com centrífuga de estacas sem deslocamento em areias (Fioravante *et al.*, 1995), que mostram, efectivamente, ser necessário níveis de assentamento normalizado muito elevados para conseguir esgotar a resistência de ponta ($s/b \geq 100\%$).

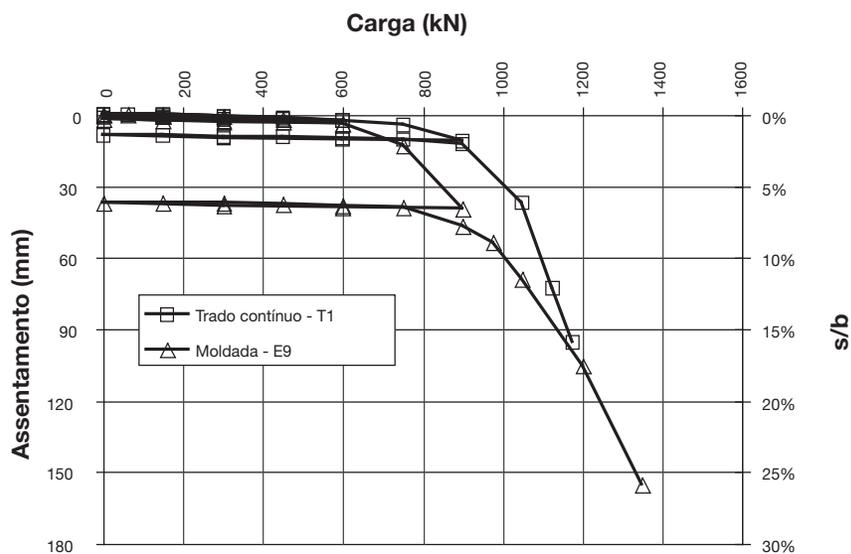


Fig. 10 – Curva carga-assentamento normalizado: estacas E9 e T1.

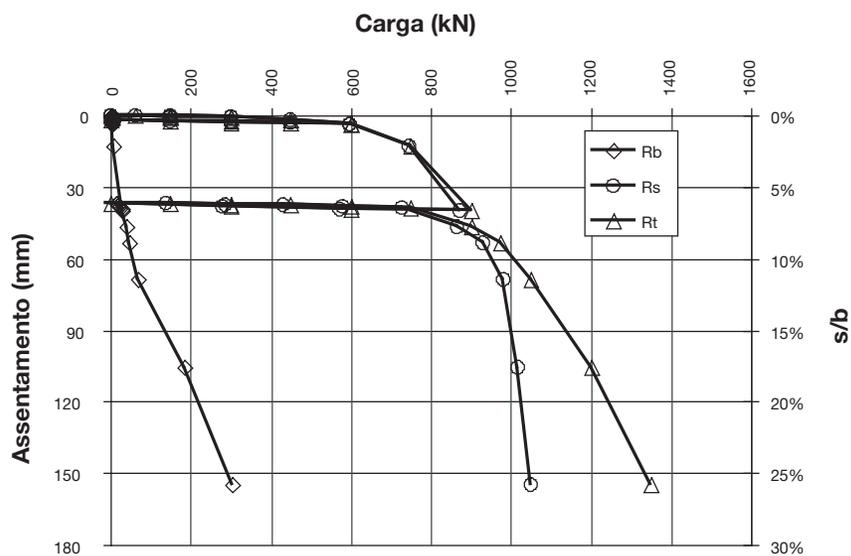


Fig. 11 – Mobilização das resistências lateral e de ponta na estaca E9. Hip. 1: $D_b=350\text{mm}$.

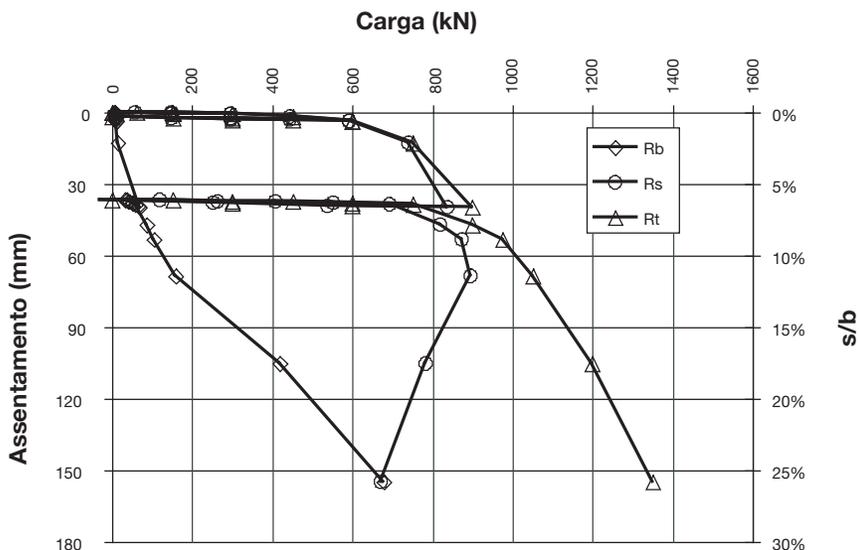


Fig. 12 – Mobilização das resistências lateral e de ponta na estaca E9. Hip. 2: $D_b=525\text{mm}$.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No âmbito de um projecto de investigação sobre o comportamento de estacas em solos residuais, foi desenvolvido um campo experimental nas instalações da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Através dos resultados dos ensaios de carga foi possível evidenciar a importância dos efeitos de instalação no desempenho das estacas sob acções verticais.

Foi lançado um exercício internacional de previsão do comportamento das estacas do campo experimental. De uma forma geral, as previsões sobestimaram a capacidade resistente das estacas sem deslocamento (estaca moldada e estaca de trado contínuo), porque os assentamentos induzidos nos ensaios de carga estáticos não permitiram a total mobilização da resistência de ponta. Pelo contrário, as previsões sobre a estaca cravada foram conservativas, isto é, houve uma subestimação dos ganhos de resistência induzidos pela instalação da estaca.

O comportamento das estacas do campo experimental, em solo residual do granito, no que respeita à relação carga-assentamento normalizado, é aparentemente bastante similar ao das estacas em solos arenosos.

7 – AGRADECIMENTOS

Muito especiais e gerais às empresas que permitiram este trabalho (Mota-Engil, SA – Direcções de Fundações Especiais e de Geotecnia; Teixeira Duarte S.A.; Sopecate, S.A.; e Tecnasol FGE, S.A.) e particulares ao Eng. Ricardo de Andrade e ao Eng. Nuno Cruz, e também um reconhecimento à FEUP, à reitoria da Universidade do Porto, à A. M. Mesquita & Filhos. O trabalho foi possível graças ao empenho e bom profissionalismo do pessoal do LabGeo da FEUP. Este trabalho integra-se na actividade de investigação do CEC da FEUP e do ICIST do IST, centros da Fundação para a Ciência e Tecnologia do MCES.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D1143-81 (reapproved 1994). *Standard test method for piles under static axial compressive load*. Annual Book of American Society for Testing and Materials, 11p.
- Costa Esteves, E.F.M. (2005). *Ensaio e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob ações verticais*. Dissertação apresentada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- De Cock, F., Legrand, C., & Huybrechts, N. (2003). *Axial static pile load test in compression or in tension*. Recommendations from ERTC3-Piles, ISSMGE Subcommittee. Proc. XIII ECSMGE, Prague, vol. 3, 717-741.
- Fellenius, B.H., Hussein, M., Mayne, P. & McGillivray, R.T. (2004). *Murphy's law and the pile prediction event at the 2002 ASCE Geoinstitute's Deep Foundation Conference*. Proc. DFI 29th Annual Conference on Deep Foundations, Vancouver, 29-43.
- Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M. & Pedroni, S. (1995). *Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel*. Tenth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Beijing.
- NBR-12131 (1991). *Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Viana da Fonseca, A. e Ferreira, C. (2002). *Aplicação da técnica de bender elements para avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Actas do XII COBRAMSEG, Vol.1, ABMS, São Paulo, Brasil, pp.187-199.
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Tuna, C., Costa, E. & Santos, J. (2004). *Geotechnical characterization of a residual soil profile: the ISC'2 experimental site*. Geotech. & Geophysical Site Charact. Ed.Viana da Fonseca & P.W.Mayne. Millpress, Rotterdam, vol. 2, 1361-1369.
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J. A., Almeida, F., Pereira, E., Feliciano, J., Grade, J. & Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing technique*. Submetido e aceite em Junho de 2005 a "Geotechnical and Geological Engineering", International Journal of Springer Netherlands - ex-Kluwer (ISSN: 0960-3182) - Pub.: Mar 2006.

COMBINAÇÃO DE MÉTODOS GEOFÍSICOS E MECÂNICOS PARA A CARACTERIZAÇÃO DO PERFIL DE SOLO RESIDUAL DO ISC2 NA FEUP

Combining geophysical and mechanical testing techniques for the characterization of FEUP/ISC2 residual soil profile

António Viana da Fonseca*

Jorge M. Carvalho**

Cristiana Ferreira***

Jaime A. Santos****

Fernando Almeida*****

RESUMO – Este artigo apresenta um resumo dos trabalhos realizados e os resultados obtidos, numa extensa campanha de caracterização dum maciço predominantemente de solo residual granítico (saprolítico), localizado nos terrenos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (CEFEUP), no âmbito do ISC'2. Este projecto teve como finalidade a caracterização destes solos pouco comuns, no contexto dum programa internacional de previsão do comportamento de diferentes tipos de estacas (classe A). Foram utilizados, na referida campanha, vários ensaios mecânicos, nomeadamente, SPT, CPT, DMT e diferentes métodos geofísicos de superfície e em furos de sondagem, designadamente, sísmica de refacção, reflexão, cross-hole (CH) e down-hole (DH), de ondas S e P; resistividade eléctrica; radar de solos (GPR), etc. O maciço é geologicamente formado por uma camada superficial de solo residual granítico heterogéneo, sobrejacente a um substrato granítico muito alterado em contacto com um migmatito gnaissico. Resultados directos e indirectos de alguns dos métodos e ensaios utilizados são comparados entre si e com a informação geológica e geotécnica disponível sobre o local, nomeadamente os resultantes de perfis sísmicos, eléctricos e electromagnéticos realizados na proximidade de três furos de sondagem, nos quais foram recolhidas amostras indeformadas, previamente à realização de ensaios sísmicos CH e DH. Foi também realizado um extenso programa de ensaios laboratoriais com as amostras indeformadas recolhidas. Neste trabalho discutem-se os resultados, com ênfase para as correlações encontradas, específicas de solos saprolíticos com estrutura relicar frágil, conducente a um modelo geológico-geotécnico do local estudado.

SYNOPSIS – This paper summarizes the results of an experimental site investigation and characterization survey, on a residual (saprolitic) soil from granite, located at the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP). This project aims at characterizing these unusual soils in the context of the development of an International Prediction Event (Class A) on the behaviour of different types of piles. A very extensive site characterization campaign, including a large variety of in situ tests and field methods, has been held. These investigations comprised the application of several geophysical borehole and surface methods, namely: P and S-wave seismic refraction, reflection, cross-hole (CH), down-hole (DH), electrical resistivity imaging, ground probing radar (GPR), etc. - as well as mechanical tests - namely: SPT, CPT, DMT, among others. The site is geologically formed by an upper layer of heterogeneous residual granitic soil overlaying a weathered granite contacting a gneissic migmatite. Direct and indirect results from some of the surveys are compared between

* Prof. Associado do Dep. Eng. Civil da Fac. Eng. da Univ. Porto (FEUP). E-mail: viana@fe.up.pt

** Prof. Auxiliar do Dep. Eng. de Minas da FEUP. E-mail: jorcarv@fe.up.pt

*** Mestre em Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica, Doutoranda da FEUP. E-mail: cristiana@fe.up.pt

**** Prof. Auxiliar do DEC do IST-UTL. E-mail: jaime@civil.ist.utl.pt

***** Prof. Auxiliar do Dep. Geociências, Univ. Aveiro. E-mail: falm@geo.ua.pt

them and with the available geological and geotechnical information, namely the obtained from seismic, electrical and GPR profiles, conducted adjacent to three boreholes in which undisturbed soil samples were collected previously to geophysical data acquisition. In addition, an extensive laboratory testing program was carried out using the collected undisturbed samples. A discussion of the results is herein presented, with emphasis to correlations encountered between different tests, specific of saprolitic soils with weak relic structures.

PALAVRA CHAVE – Ensaios in situ, geofísica, solos residuais.

1 – INTRODUÇÃO

Os solos residuais graníticos são muito comuns na zona Noroeste de Portugal, onde se localiza, nos terrenos da FEUP, o campo experimental estudado. O maciço é geologicamente formado por uma camada superficial de solo residual granítico heterogéneo, de espessura variável, sobreposta a um substrato granítico mais ou menos alterado, em contacto com rochas metamórficas de alto grau. A espessura destes horizontes saprolíticos pode chegar a cerca de 20m. Embora apresentem muitas vezes grande heterogeneidade, observa-se frequentemente, em média, uma gradual alteração de características com a profundidade, nomeadamente no que respeita às suas propriedades mecânicas. No entanto, o rigoroso mapeamento da variabilidade espacial das suas propriedades mecânicas, necessárias para uma boa caracterização geotécnica, é frequentemente um desafio exigente.

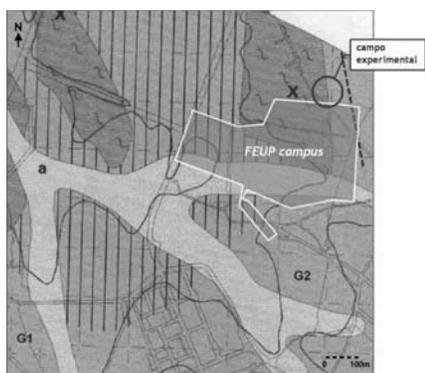
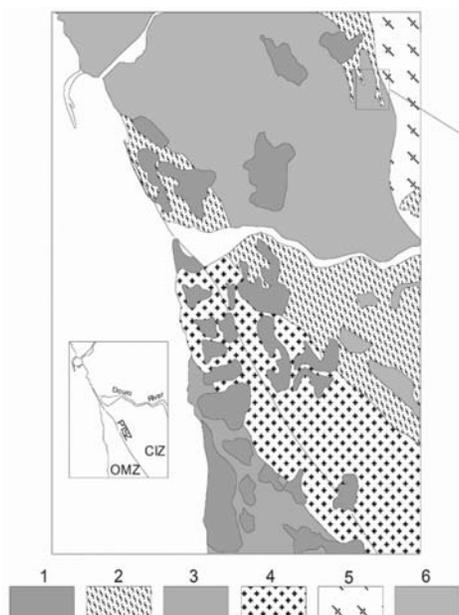
Os dados obtidos durante a exaustiva campanha de investigação in situ e em laboratório, para caracterização dos maciços envolvidos no campo experimental, foi uma oportunidade rara para comparar diferentes metodologias, aquilatando as suas vantagens e limitações relativas, assim como para averiguar as sinergias resultantes da sua integração na tentativa de construção de um modelo geológico-geotécnico fiável, para o local estudado.

2 – GEOLOGIA

A caracterização geológica a seguir apresentada é baseada num estudo da responsabilidade do Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação, Porto (INETI), incidindo sobre formações e materiais localmente aflorantes ou próximos da superfície. Os mapas simplificados da Figura 1 dão uma ideia da complexidade da geologia da zona.

Com exclusão dos finos depósitos siliclásticos superficiais do Cenozóico, as restantes litologias (granitos e rochas metamórficas, incluindo xistos de alto grau, gnaisses e migmatitos), são constituintes duma formação basal fortemente deformada e metamorfizada durante a orogenia varisca (Devónico-Carbonífero). De facto, os principais traços característicos da geologia regional, são resultantes da orogenia varisca e fortemente condicionados pela proximidade de uma importante sutura tectónica – constituindo uma grande zona de falha crustal transcurrente, a falha Porto-Tomar, uma antiga fronteira entre placas do ciclo cadomiano (Ribeiro et al., 2003) que separa a parte NE da zona Centro Ibérica da zona da Ossa Morena. A sua actividade tectónica durante a orogenia varisca, favoreceu a fusão crustal e a ascensão de magmas graníticos, presumindo-se que o principal corpo granítico, presente no local estudado, tenha resultado duma fusão parcial crustal. A foliação metamórfica dominante, observada nas formações rochosas presentes, incluindo até certo ponto os granitos, é também consequência dos referidos processos tectónicos.

Os xistos, gnaisses e até migmatitos, são as formações metamórficas derivadas de uma sequência sedimentar formada por camadas de grauvaques, argilitos e conglomerados, designada por Complexo Xisto-Grauváquico.



Legenda:

- a - aluviões (actual e holocénico)
- X - Rochas metamórficas (Micaxistos e metagrauvaques)
- G - Rochas ígneas (rochas graníticas de duas micas)
 - G1: granito de grão médio ou de médio a fino - Granito do Porto
 - G2: granito de grão médio ou de médio a fino, por vezes muito orientado - Granito do Porto
- - Domínios de mais intensa caulinição
- - Xistosidade vertical

Fig. 1 – Carta geológica do Porto, simplificada (adaptada de Pereira, 1992).

A zona mais superficial dessas formações basais, apresenta frequentemente um elevado grau de alteração, formando um nível saprolítico de espessura variável, subjacente a uma pouca espessa camada de solo e materiais antrópicos. Na zona do Porto em questão, os afloramentos pouco alterados de rochas basais são raros. De facto, o local é geologicamente formado por uma camada superficial de solo de espessura variável, sobrejacente a um granito de duas micas e com mega-cristais de feldspatos, de grão médio a grosso, mais ou menos alterado (saprolito), em contacto com um migmatito gnáissico mais antigo, com foliação predominantemente sub-vertical. Esta anisotropia estrutural, com orientação sub-vertical, pode ser considerada um factor determinante para a compreensão da “resposta” geológica dos correspondentes solos residuais, resultantes dos processos de erosão. Nesta complexa zona, estruturalmente e metamorficamente, admite-se que a transição regional entre os metassedimentos gnáissicos e a massa granítica, apresentada claramente na carta geológica 1:50.000 do Porto, não se apresenta, em geral, como uma simples superfície plana de descontinuidade, mas antes como uma transição gradual consistindo num decréscimo “probabilístico”, segundo a direcção E, das “bandas” de feldspatos, com frequentes alterações locais abruptas de litologia, embora mantendo genericamente as mesmas características de anisotropia planar. As diferenças entre os processos de alteração-erosão dos gnaisses e granitos são um factor determinante na irregularidade do perfil de alteração destas formações rochosas, assim como na irregularidade da sua distribuição espacial.

O estudo de amostras do maciço (solos e rochas), recolhidas no local em furos de sondagem, evidencia também uma grande heterogeneidade geológica: gnaisses biotíticos e magmatíticos, gnaisses cortados por filões graníticos, e um granito peraluminoso de duas micas muito alterado. Nestas amostras, os gnaisses apresentam uma intensa anisotropia planar (foliação gnáissica) com uma orientação concordante com a conhecida direcção NW-SE e inclinação 60° E da estrutura regional varisca.

Os resultados da análise granulométrica efectuada, mostrou que a dimensão das partículas, tanto de argila como de silte, decrescem com a profundidade, ao contrário do sucedido com a dimensão das partículas de areia. O mineral principal da fracção argilosa é a caolinite, observando-se uma tendência para a sua diminuição em profundidade, em concordância com o processo de meteorização da rocha. É de realçar a provável existência de um nível de percolação à profundidade de cerca de 12,7m na sondagem S3 e de cerca de 12,9m na sondagem S1, sugerido nomeadamente, pelo aumento da fracção de caolinite presente.

3 – CARACTERIZAÇÃO GEOFÍSICA

Na campanha de investigação e caracterização geofísica realizada, foram utilizados diferentes métodos de superfície e em furos de sondagem, nomeadamente: sísmica, ondas S e P, de refração, convencional (RC) e tomográfica (RT), reflexão de alta resolução, cross-hole (CH) e down-hole (DH); resistividade eléctrica; radar de solos (GPR), etc.

Os resultados, directos e indirectos, provenientes da aplicação dos referidos métodos, foram comparados entre si, assim como com alguma da informação geológica e geotécnica disponível (Carvalho *et al.* e Almeida *et al.*, 2004). O mapa esquemático do local, na Figura 2, mostra a localização da vala onde se realizaram os perfis sísmicos, assim como os de resistividade eléctrica e GPR, com cerca de 50m de comprimento, adjacentes a três furos de sondagem, S1, S2 e S3, nos quais foram recolhidas amostras do maciço, previamente aos ensaios geofísicos aí realizados. A aquisição de dados CH foi feita entre os furos de sondagem S1-S2, S2-S3 e S1-S3. No furo S3, foi realizado um ensaio DH, ondas P e S, com 1.5m de intervalo entre tiros.

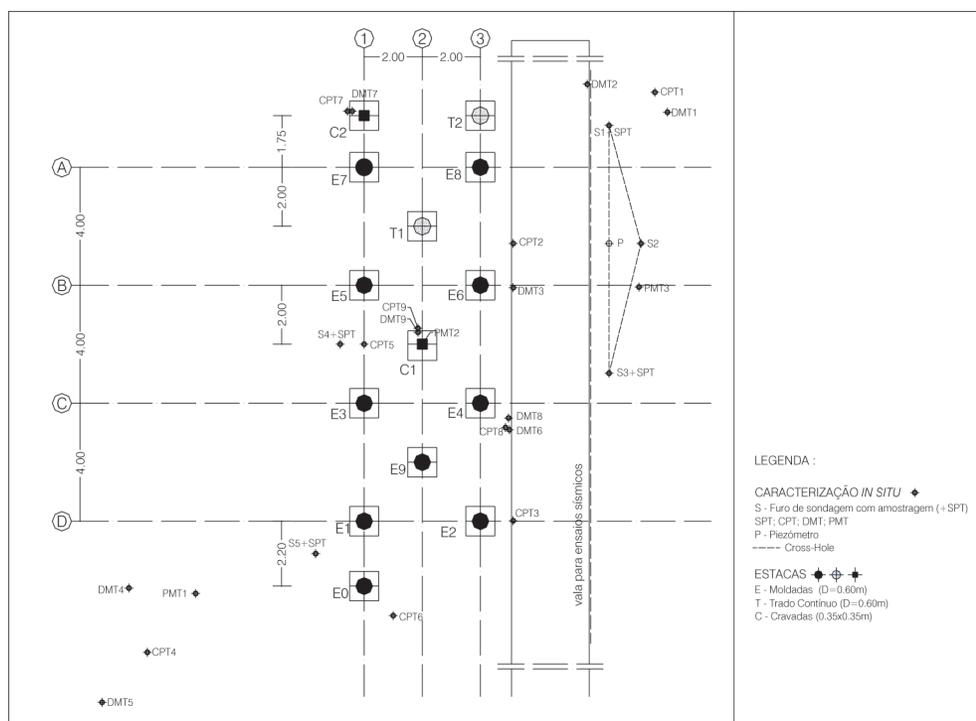


Fig. 2 – Mapa esquemático do campo experimental FEUP.

3.1 – Métodos geofísicos de superfície

A aquisição de dados de refração sísmica foi realizada ao longo de um perfil de 44,5m de comprimento, com um espaçamento de 1,5m entre geofones e nove pontos de tiro (geração de sinal). O aspecto genérico das dromocrónicas relativas às ondas P e S aponta para um incremento gradual da velocidade com a profundidade.

As secções de velocidades (m/s) das ondas P, V_P , e S, V_S , resultante de inversão tomográfica com o programa Seisopt@2d, são apresentadas, respectivamente, nas Figura 3 e Figura 5, tendo esta última sobreposta um modelo de duas interfaces (linhas a tracejado) obtido pelo método convencional dos tempos de atraso (“time delay method”).

Foi realizada, paralelamente ao perfil de refração sísmica, uma prospecção eléctrica com a configuração electrodica pólo-pólo. Uma das secções interpretativas resultantes do método de inversão com o programa Res3dinv, é apresentada na Figura 4.

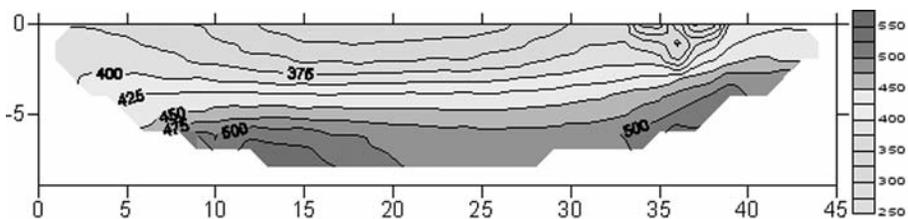


Fig. 3 – Secção de velocidades (m/s), obtidas por refração tomográfica de ondas P.

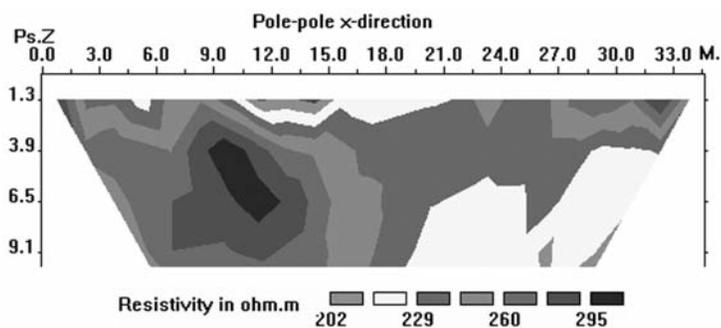


Fig. 4 – Secção de resistividade aparente (configuração electrodica pólo-pólo).

O padrão geral de variabilidade das velocidades sísmicas é concordante com o obtido com a resistividade eléctrica: tanto nas secções sísmicas como eléctrica, aparece um contacto sub-vertical na parte à direita das respectivas secções, separando zonas de distintas, em média, velocidades sísmicas e resistividades aparentes. Nomeadamente, a zona à direita da secção, de menor resistividade aparente, corresponde a uma zona de maiores velocidades sísmicas presente nas secções RC e claramente confirmada na secção RT de ondas S.

Na parte à esquerda das referidas secções, a zona de velocidades elevadas V_S , acima do nível freático, está também relacionada com a anomalia de alta resistividade representada pelo contorno

ovalizado que se pode observar na Figura 5 e interpreta-se como estando relacionada com uma camada mergulhando 60° para E, diminuída no constituinte caulino da matriz. No centro da Figura 5, a zona de baixa velocidade V_S é interpretada como uma camada mais argilosa devido ao facto de as velocidades V_P não baixarem significativamente ao longo da direcção horizontal. Assim, nesta zona central de redução da velocidade V_S , relativamente à velocidade V_P , o coeficiente de Poisson tende a aumentar para o domínio argiloso.

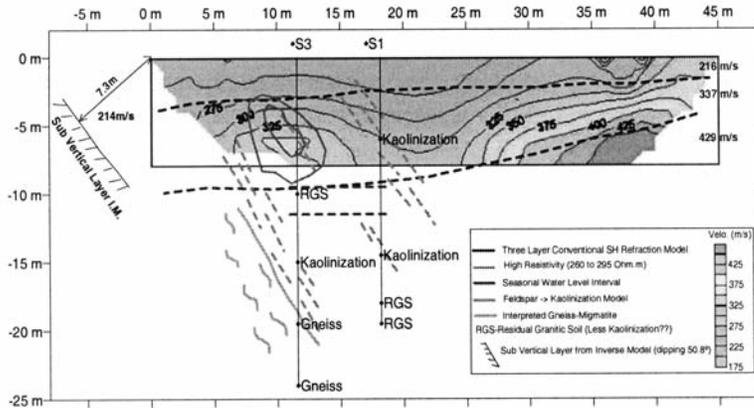


Fig. 5 – Modelo 2D de refração tomográfica de velocidades de ondas S (m/s), sobreposta por outros resultados geofísicos (Carvalho *et al.*, 2004) e modelo geológico hipotético que apoiou a interpretação da reflexão sísmica (Almeida *et al.*, 2004).

O método de refração convencional (RC) revela duas interfaces (linhas a tracejado nas Figuras 5 e 6) em que a velocidade muda: a inferior é interpretada como estando relacionada com um nível freático sazonal e a superior é muito consistente, nomeadamente com a tomografia e as distribuições de velocidade de reflexão (Figura 7), assim como com os resultados do Georadar (Figura 6).

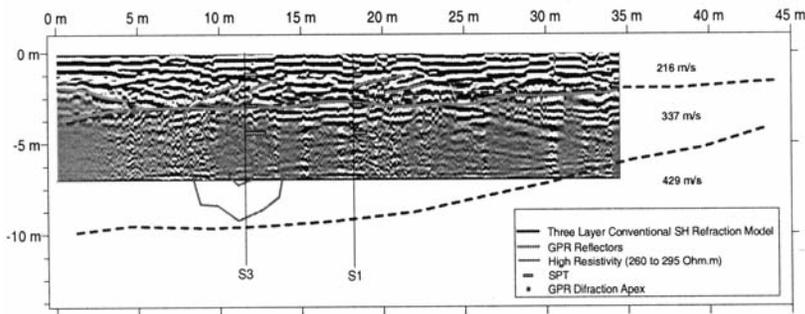


Fig. 6 – Radargrama processado com sobreposição do modelo de refração RC, isolinhas da anomalia de alta resistividade e valores N-SPT das sondagens S3 e S1.

No radargrama processado, identifica-se um reflector bastante concordante com a primeira interface do modelo RC; os valores do número de pancadas do ensaio SPT (N_{SPT}) aumentam entre os 3 e 4 metros de profundidade, o que reforça a suposição da existência de uma zona de transição. Existem algumas difracções visíveis, possivelmente uma zona menos alterada até 7 metros ao longo do perfil, desde a superfície até 3,5m de profundidade.

Com o objectivo de avaliar a resposta do local à reflexão de ondas S, foi realizado uma pequena campanha de reflexão após a execução de um registo de ruído (“walk away noise test”). Na Figura 7 foi sobreposta toda a informação interpretada da sísmica de reflexão, refração, resistividade, Georadar e da geologia. Na Figura 7a), o intervalo de velocidades obtidas da análise CMP é sobreposto pelo modelo de duas interfaces RC, as linhas de alta resistividade e a hipotética estrutura lateral, modelada com um mergulho de 50.8°E, a partir das reflexões sísmicas laterais dos registos.

Supõe-se que este modelo esteja relacionado com as anteriormente referidas estruturas mergulhantes 60°E gnaisso-migmatíticas locais. Na Figura 7b), a secção sísmica (“stacked”) obtida tem sobreposta a interpretação sísmica e de Georadar, permitindo identificar e realçar uma significativa coerência espacial entre a informação obtida por métodos distintos.

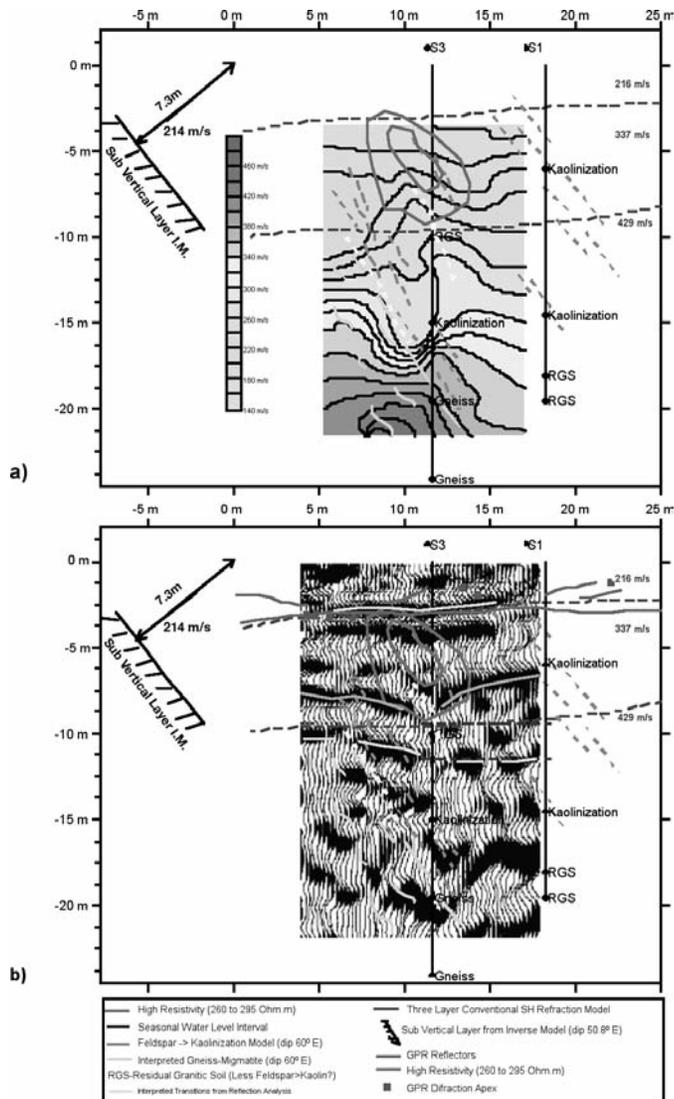


Fig. 7 – Integração dos modelos interpretativos parciais, tendo por base: a) modelo de velocidades de intervalo; b) secção sísmica de reflexão, ondas S.

3.2 – Métodos sísmicos em furo(s)

Nos três furos de sondagem S1, S2 e S3 (Figura 2), foram realizados ensaios CH e DH, ondas S e P, tendo a aquisição de dados CH sido feita entre os furos de sondagem S1-S2, S2-S3 e S1-S3. No furo S3 foi realizado um ensaio DH. O intervalo entre tiros, segundo a vertical, foi de 1,5m. Os ensaios foram realizados durante a estação seca, com o nível freático a cerca de 10m de profundidade. Na Figura 8 observa-se a boa concordância entre a variação das velocidades sísmicas, V_S e V_P , dos ensaios CH entre os furos S3-S2, S2-S1 e S3-S1.

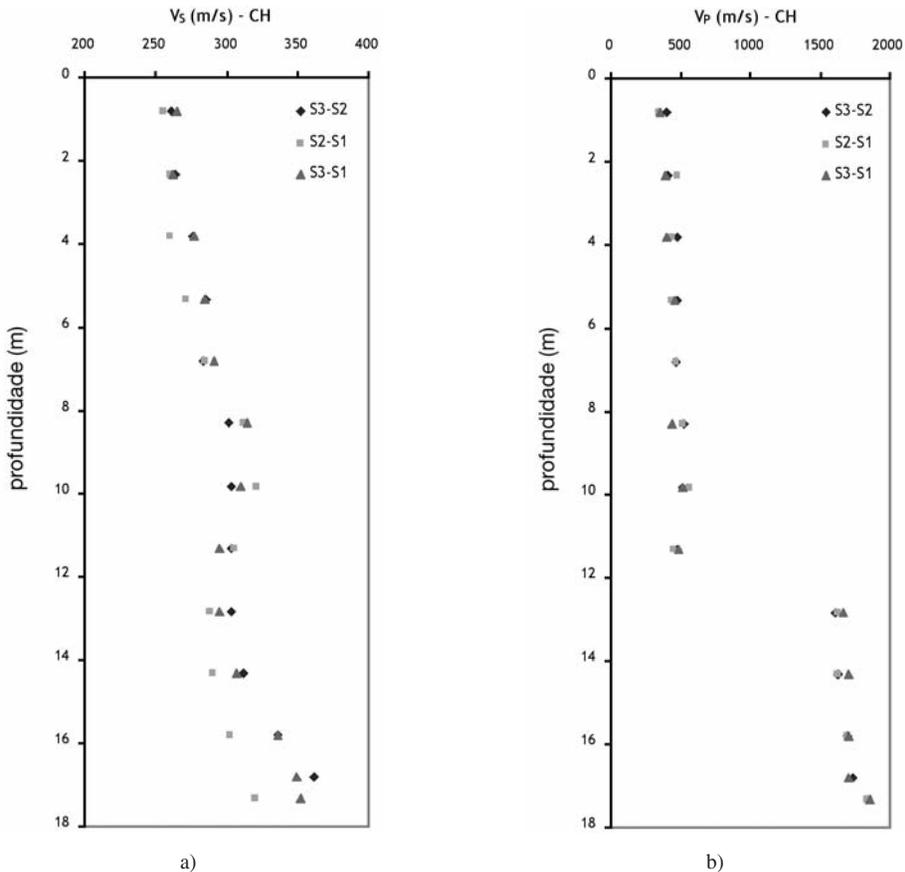


Fig. 8 – Velocidades sísmicas (m/s) nas secções S1-S2, S2-S3 e S1-S3, no ensaio CH: a) ondas S; b) ondas P.

O facto das ondas P terem “detectado” a presença da água cerca de 3,5m abaixo do nível piezométrico, foi associado à grande sensibilidade das ondas P ao estado de total saturação do solo. Sugere-se a hipótese alternativa do sinal distintivo da presença do nível freático medido poder ser o decréscimo transitório em ambas as velocidades, V_S , e V_P , observável nos respectivos gráficos (Figura 8), a partir da profundidade de 11,5m.

4 – CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

4.1 – Perfil geotécnico e resultados dos ensaios mecânicos *in situ*

Apesar da complexa variabilidade espacial natural da fábrica destes solos residuais, devida a alguma preservação da herança relicar da rocha mãe, é possível evidenciar um perfil relativamente homogêneo em termos geotécnicos, como o demonstram os resultados obtidos pela amostragem contínua, a trado e com o amostrador SPT - esquematizados na Figura 9 juntamente com fotografias da amostragem contínua no furo de sondagem S3 -, bem como pelas amostras indeformadas cuidadosamente colhidas (Viana da Fonseca *et al.*, 2004). Na primeira fase da caracterização geotécnica, anterior à execução das estacas moldadas, de trado contínuo e cravadas, foram realizados 4 SPT, 5 CPTU (CPT1 a CPT4 e CPT6), 5 DMT (DMT1 a DMT5) e 3 PMT, enquanto na segunda fase, após a execução das estacas, realizaram-se 4 CPTU (CPT5, CPT7 a CPT9) e 4 DMT (DMT6 a DMT9). Os principais resultados da primeira campanha de ensaios mecânicos encontram-se resumidos na Figura 10. A derivação dos resultados dos ensaios sísmicos CH em termos do módulo de distorção máximo, G_0 e coeficiente de Poisson, ν , é apresentada na Figura 11. Os valores de ν mostram em geral uma maior dispersão, excepto na zona saturada abaixo dos 13,5m. De facto, verifica-se que os valores deste parâmetro variam em torno do valor médio de 0,25, na zona acima dos 13,5; abaixo desta profundidade, os valores mantêm-se praticamente constantes e próximos de 0,5 (cerca de 0,48), obviando um estado de saturação completa.

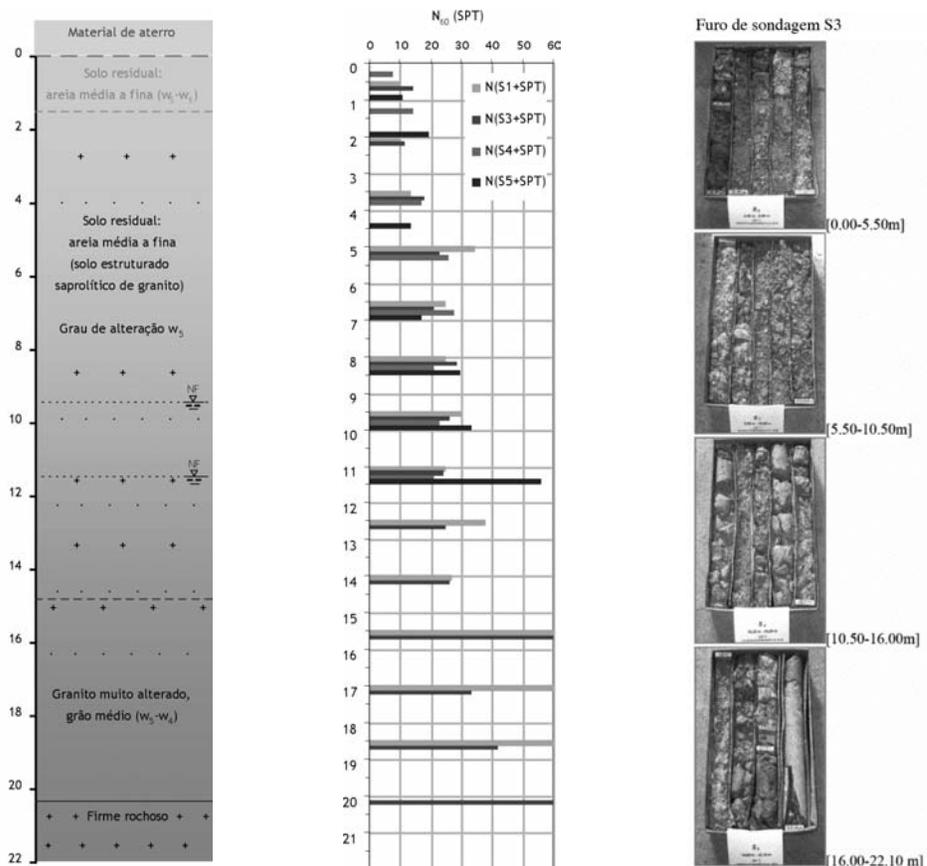
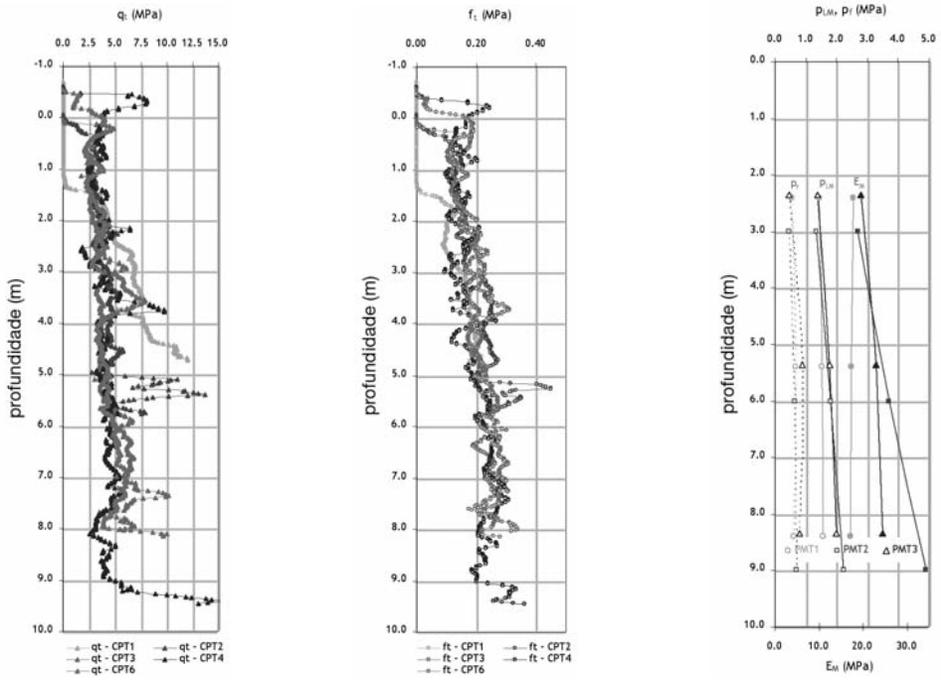
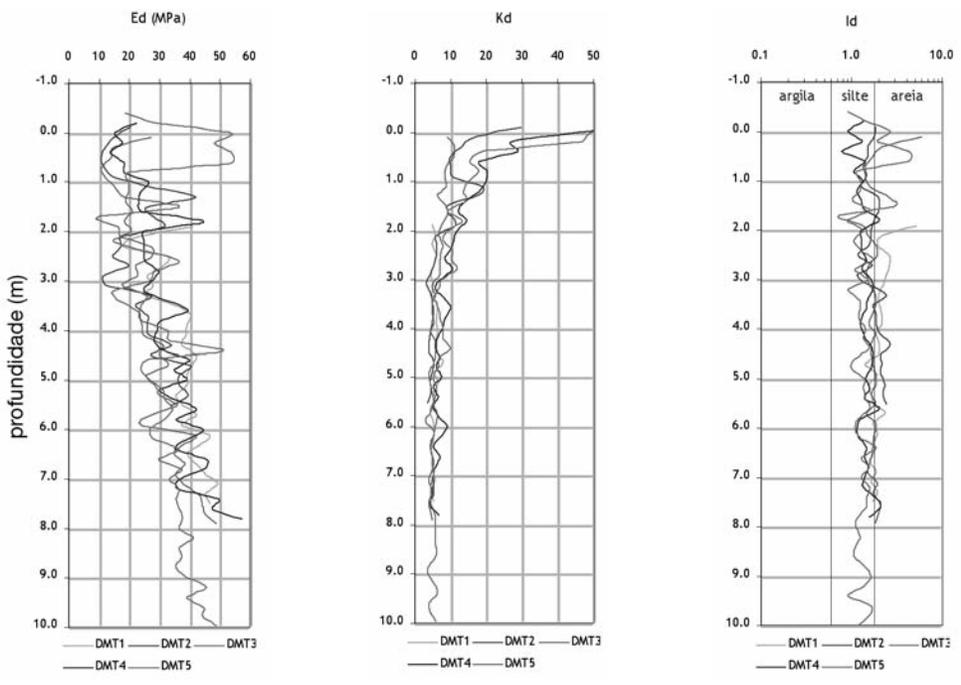


Fig. 9 – Perfil geotécnico do campo experimental, resultados dos ensaios SPT e fotografias da amostragem contínua no furo S3.



a)

b)



c)

Fig. 10 – Perfis em profundidade dos ensaios in situ:
a) CPTU: q_t e f_t ; b) PMT: p_f , p_{LM} e E_M ; c) DMT: E_d , K_d e I_d .

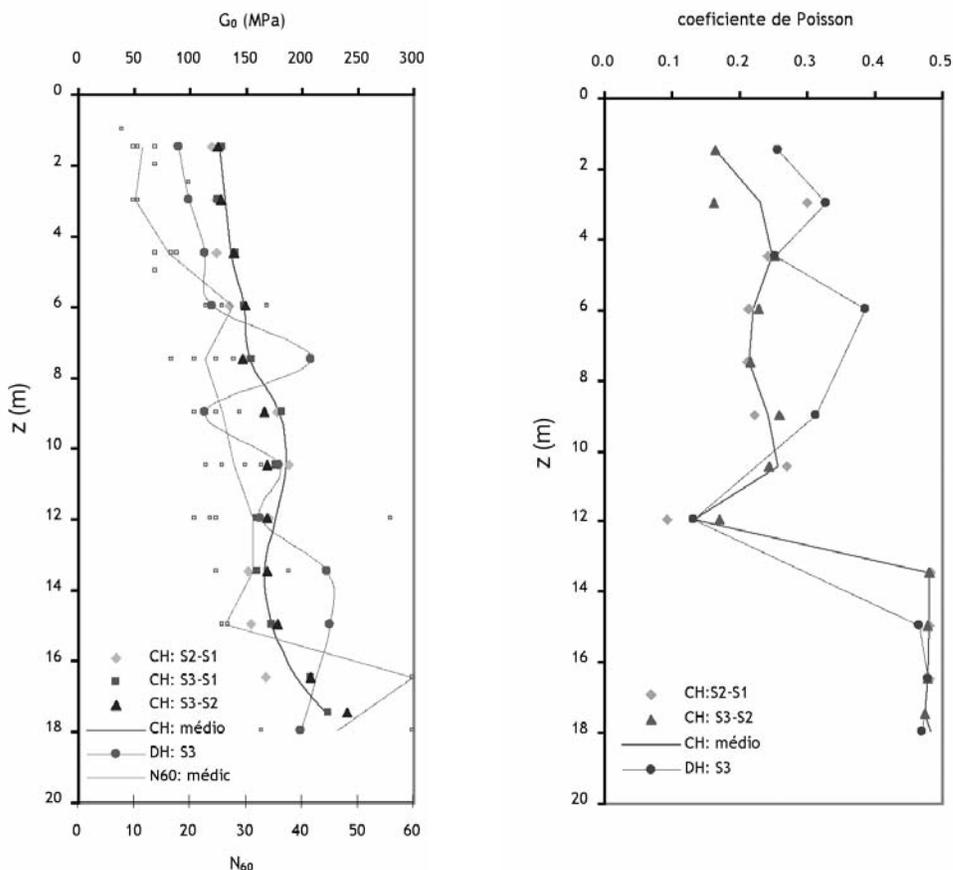


Fig. 11 – Módulo de distorção máximo, enquadrado com N_{60} do ensaio SPT e coeficiente de Poisson, derivados dos ensaios CH e DH.

4.2 – Resultados dos ensaios em laboratório

Tal como foi mencionado anteriormente, a caracterização geotécnica do campo experimental incluiu a recolha de um grande número de amostras indeformadas, com recurso a tubos amostradores de muito boa qualidade (Ferreira et al., 2004). Dos ensaios laboratoriais, conduzidos na primeira fase da caracterização, destacam-se 6 ensaios triaxiais drenados segundo a linha K_0 (CK_0D) - 4 dos quais em compressão com leituras de bender elements (BE) e 2 em extensão - com instrumentação local, 2 ensaios de coluna ressonante e 1 ensaio edométrico. A identificação dos provetes ensaiados é feita no Quadro 1, cuja variação em profundidade das propriedades físicas mais relevantes se ilustra na Figura 12.

Os resultados da identificação física permitem definir este material como um solo de grão médio a fino, de baixa plasticidade, geralmente classificado como uma areia siltosa (SM).

A análise dos ensaios laboratoriais permitiu obter os seguintes parâmetros de resistência: $\phi' = 45,8^\circ$; $c' = 4,5$ kPa. Do ensaio edométrico foi possível definir os parâmetros de compressibilidade: $N = 1,66$ e $\lambda = 0,103$.

Quadro 1 – Lista de provetes ensaiados em laboratório e respectivas propriedades.

Provete prof. (m)	γ kN/m ³	w %	e	Sr %	w _i %	w _p %	<2 μ %	<#200 %	<#10 %	Método de ensaio	σ'_{cv} (kPa)
S2/1(c): 3,2	18,2	16,3	0,72	62	32	27	5,3	38,5	85,0	Triaxial de compressão ¹	60,0
S2/2(e): 3,5	16,6	18,8	0,93	56	–	–	–	–	–	Triaxial de extensão ²	60,0
S2/3(c): 4,0	18,4	16,2	0,75	61	44	27	9,5	47,2	74,4	Triaxial de compressão ¹	90,0
S2/4(e): 4,4	18,4	21,7	0,83	74	–	–	–	–	–	Triaxial de extensão ²	80,0
S2/5(c): 5,5	19,0	22,5	0,71	86	NP	NP	7,7	41,2	82,5	Triaxial de compressão ¹	100,0
S2/6(c): 7,0	19,0	20,2	0,68	81	NP	NP	3,3	40,7	86,9	Triaxial de compressão ¹	140,0
S5/1: 4,0	20,0	13,8	0,50	74	–	–	–	–	–	Coluna Ressonante	80,0
S5/2: 6,3	17,8	22,1	0,82	73	–	–	–	–	–	Edômetro	–
S5/3: 8,0	19,0	19,7	0,66	80	–	–	–	–	–	Coluna Ressonante	160,0

Peneiros da série ASTM.

(1) Ensaios CK₀(=0,5)D com controlo de tensões: $\sigma'_v \gg \sigma'_h = \text{ctt}$; medição de V_s por *bender elements*.

(2) Ensaios CK₀(=0,5)D com controlo da trajectória de deformações: $\sigma'_v \gg \sigma'_h = \text{ctt}$

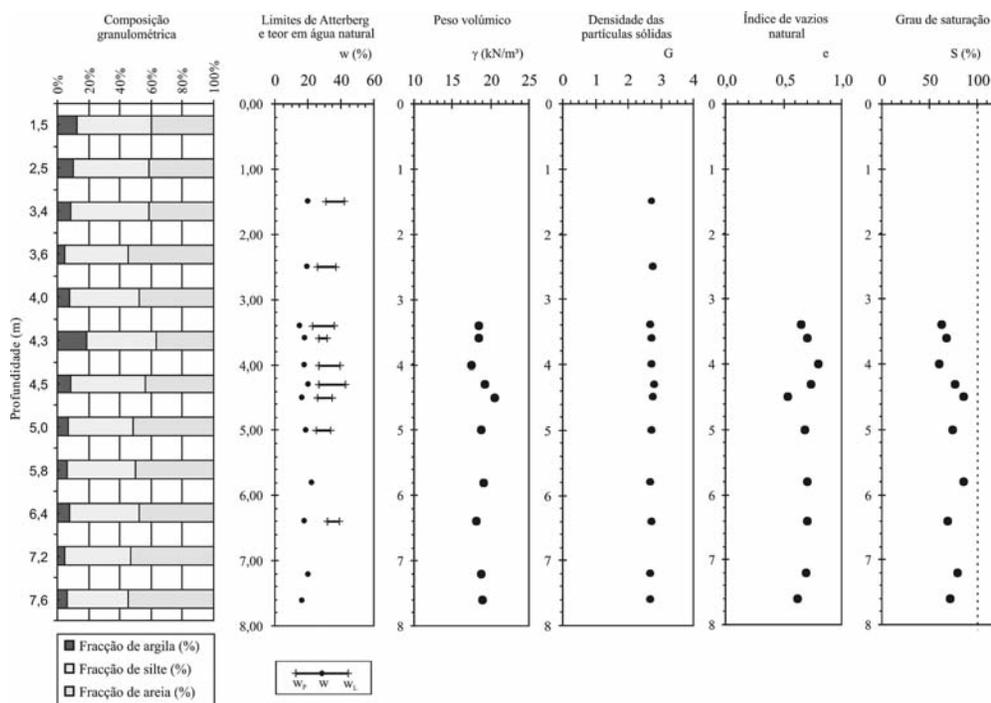


Fig. 12 – Perfis em profundidade das propriedades físicas do solo do campo experimental.

5 – TENDÊNCIAS GERAIS E CORRELAÇÕES

A partir da base de dados de ensaios disponível, que se encontra detalhada noutros trabalhos (Viana da Fonseca *et al.*, 2004, Carvalho *et al.*, 2004), foram derivadas algumas correlações interessantes. Os valores de $(N_1)_{60}$ obtidos nos ensaios SPT permitiram deduzir um ângulo de resistência ao corte a partir da proposta de Décourt (1989) variando entre 35° e 41°, com um valor

médio de 38°. Este valor coincide com outros valores obtidos noutros campos experimentais em solos residuais similares, da mesma região, apresentados nomeadamente em Viana da Fonseca (2003).

O gráfico de Robertson (1990) que classifica o solo a partir dos resultados dos ensaios CPT, identifica este material como cimentado e antigo, ou sobreconsolidado (“aged”), com uma distribuição granulométrica desde as argilas siltosas às areias argilosas. Os resultados dos ensaios laboratoriais, já apresentados, tendem essencialmente para a classificação como uma areia silto-argilosa. Os resultados da primeira fase de ensaios CPT(U), enquadrados nesse gráfico, são apresentados na Figura 13.

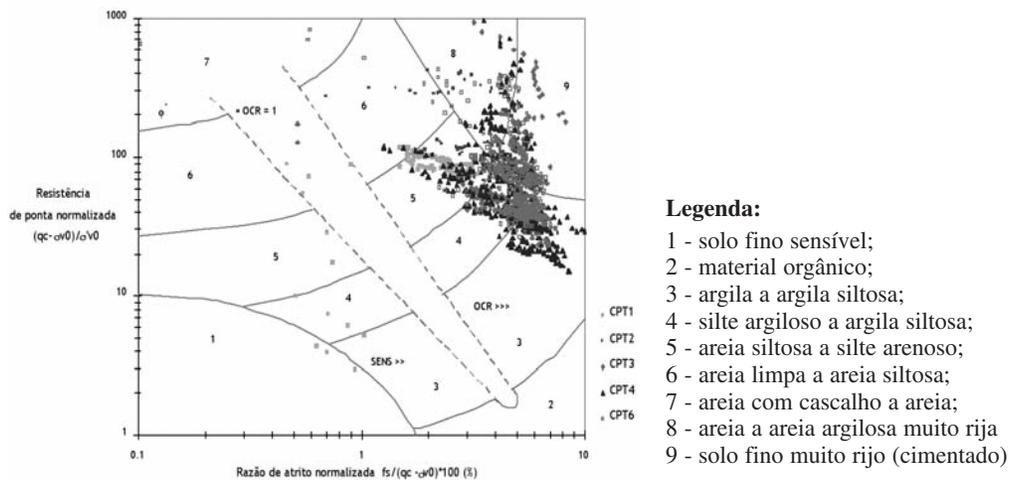


Fig. 13 – Classificação do comportamento do solo (adaptado de Robertson, 1990).

É possível observar uma dispersão significativa em termos da classificação, facto que foi já identificado por diversos autores em campos experimentais de solos residuais distintos, nomeadamente Mayne e Brown (2002). Como discutem Viana da Fonseca et al. (2005), estas classificações são muitas vezes desajustadas a uma boa identificação destes solos. Uma análise mais aprofundada sobre a aplicabilidade destas classificações clássicas com base em ensaios mecânicos in situ e de outras novas tendências de classificações foi recentemente elaborada (Viana da Fonseca et al., 2006).

A relação entre o parâmetro q_c do ensaio CPT e a tensão efectiva vertical de repouso, σ'_{v0} , é apresentada na Figura 14, onde se incluem as curvas de Robertson e Campanella (1983) para estimativa do ângulo de resistência ao corte. Interessa realçar que esta proposta de Robertson e Campanella tende a atribuir valores mais elevados de ϕ' , sobretudo nas profundidades mais baixas, do que aqueles obtidos em ensaios triaxiais, em virtude de não ser tida em conta a componente coesiva do solo. Este facto reflecte a sensibilidade simultânea do parâmetro q_c , às componentes friccional (atrítica) e coesiva. No caso presente, os resultados do CPT revelam um crescimento moderado de q_c em profundidade, atravessando uma vasta gama de ângulos de atrito (35-42°) com maior incidência a 37°, os quais são significativamente inferiores aos obtidos nos ensaios laboratoriais.

Esta constatação é, na realidade, uma consequência do comportamento coesivo-friccional destes solos, nos quais a componente coesiva condiciona o comportamento nos baixos níveis de confinamento, sendo progressivamente dominado pelo atrito nos níveis mais elevados.

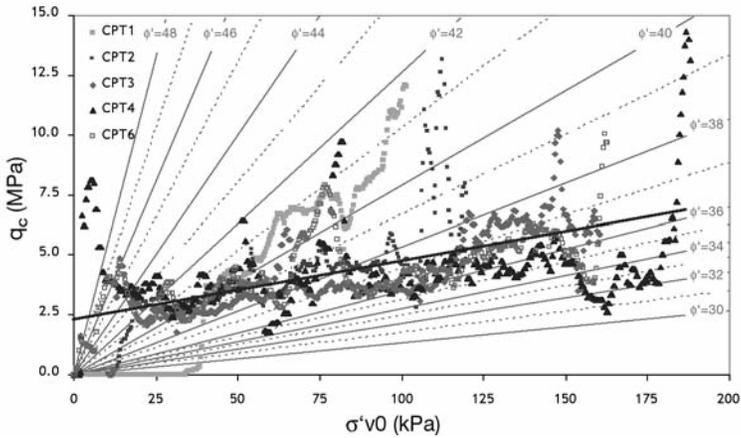


Fig. 14 – Relação entre os valores de q_c e σ'_{v0} , e o ângulo de resistência ao corte, ϕ' (Robertson and Campanella, 1983).

As correlações entre os parâmetros dos ensaios de penetração SPT e CPT são reconhecidamente úteis, podendo ser feitas através da avaliação da razão q_c/N_{60} e a sua dependência com a dimensão média das partículas, D_{50} (Robertson e Campanella, 1983). Neste campo experimental, constatou-se que esta razão varia entre 0,17 to 0,36 ($D_{50} = 0,15\text{mm}$), como se mostra na Figura 15.

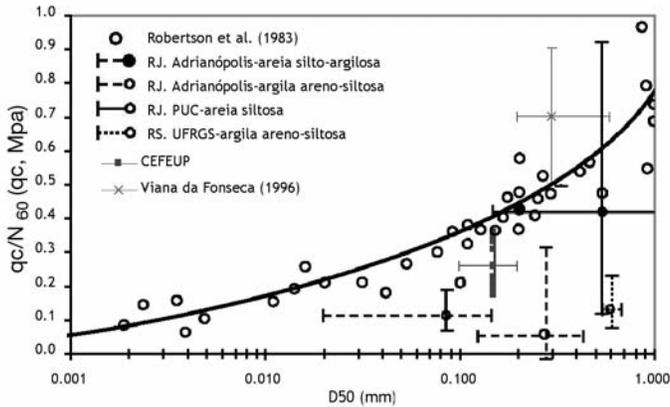


Fig. 15 – Gamas de q_c/N_{60} versus D_{50} em solos residuais brasileiros, comparados com os resultados dos campos experimentais do Porto (baseados em Danziger *et al.*, 1998).

Os resultados deste campo experimental convergem com os dados de campos experimentais brasileiros (Danzinger *et al.*, 1998), apesar de serem algo contraditórios com os resultados apresentados por Viana da Fonseca (1996) em solos residuais similares. É provável que esta discrepância se deva à maior percentagem de argila do solo em estudo.

As análises preliminares dos ensaios DMT e PMT permitiram a identificação do solo, como mostra por exemplo o gráfico de I_b da Figura 10c), classificando-o essencialmente como uma areia siltosa ou um silte. Esta classificação converge com os ensaios de identificação (Quadro 1 e Figura 12) e contrasta com a derivada dos ensaios de penetração, nomeadamente dos gráficos baseados no CPT(U), como explicam Viana da Fonseca *et al.* (2004).

A rigidez a muito pequenas deformações, traduzida habitualmente pelo módulo de distorção máximo, G_0 , é reconhecidamente um parâmetro de referência. De facto, este módulo, quando devidamente normalizado relativamente ao índice de vazios e à tensão efectiva, é praticamente independente do tipo e número de ciclos de carregamento, da velocidade de deformação, da história de tensões e deformações, entre outros. Trata-se, por isso, de um parâmetro fundamental do solo, que revela bem o seu comportamento elástico.

Tal como se apresentou nas Figuras 8 e 11, os resultados dos ensaios sísmicos entre furos (CH) são bastante consistentes, evidenciando um crescimento muito ligeiro do módulo de distorção máximo em profundidade. A análise da variação de G_0 com a tensão efectiva média, p'_0 , devidamente normalizada, tendo em conta a função do índice de vazios em profundidade, conduziu à seguinte relação:

$$\frac{G_0}{F(e)} = A \cdot p'_0{}^m = 110 \cdot p'_0{}^{0,02} \quad (G_0 \text{ em MPa e } p'_0 \text{ em kPa}) \quad (1)$$

$$\text{onde } F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (2)$$

O valor da constante A na expressão de G_0 é bastante superior nestes solos residuais ($A=110$) do que em solos arenosos transportados ($A=7,9$ to $14,3$), em areias aluvionares naturais, antigas e cimentadas (Ishihara, 1982). Por outro lado, o expoente m , que reflecte a influência da tensão efectiva média, é significativamente mais baixo. Noutros solos residuais do granito do Porto, Viana da Fonseca (2003) definiu parâmetros diferentes, apresentados na equação (3), que traduzem uma dependência ligeiramente maior de G_0 em relação a p'_0 . Esta diferença pode ser explicada pelo facto de as condições de saturação dos solos desses campos experimentais serem distintas.

$$\frac{G_0}{F(e)} = 65 \cdot p'_0{}^{0,07} \quad (3)$$

As correlações entre os parâmetros dos ensaios mecânicos *in situ*, nomeadamente N_{SPT} e q_c são muito sensíveis a diversos factores, ao mesmo tempo que são praticamente independentes de outros factores marginais, como o efeito de escala ou a não-linearidade. Por este facto, é interessante analisar estas relações.

Stroud (1988) sugeriu a adopção de uma relação simples, mas muito útil entre N_{60} e G_0 , considerando uma lei de potência. Assim, para os resultados dos ensaios SPT deste campo experimental, próximos dos furos de sondagem onde foram realizados os ensaios CH, obteve-se a seguinte relação:

$$G_0 \text{ (MPa)} = 63 \cdot N_{60}{}^{0,30} \quad (3)$$

Por outro lado, as correlações entre q_c e G_0 são muito influenciadas pela cimentação (ou sobreconsolidação) do solo. Robertson *et al.* (1995) propuseram um gráfico baseado na resistência de ponta normalizada Q_t e em G_0/q_c que permite a identificação de solos “não convencionais” como são as areias de alta compressibilidade, os solos cimentados ou sobreconsolidados e as argilas com índices de vazios muito baixos ou elevados. Este gráfico é apresentado na Figura 16, onde estão também ilustrados os resultados do CEFEUP.

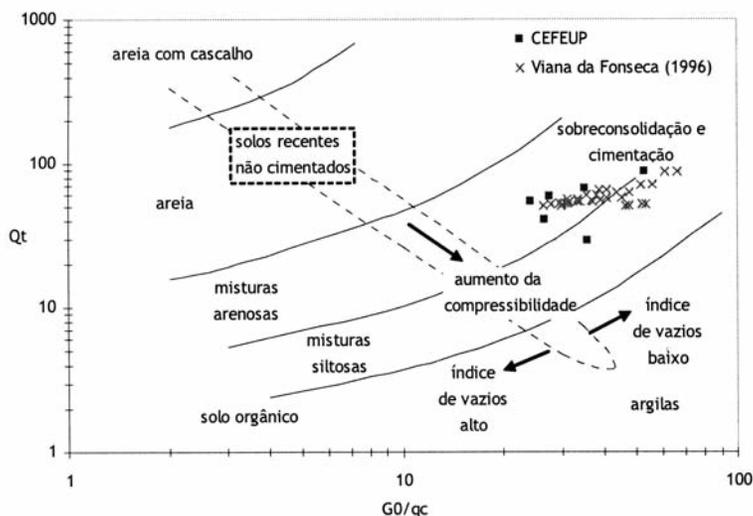


Fig. 16 – Classificação baseada em Q_t e G_0/q_c (adaptado de Robertson *et al.*, 1995).

Finalmente, é de referir que foi feita uma análise comparativa das velocidades das ondas sísmicas, em particular das ondas de corte, medidas *in situ* em ensaios CH e em laboratório com bender elements ou na coluna ressonante. Foi observado um grande paralelismo (ou seja, semelhança na tendência) da evolução em profundidade dos perfis das velocidades V_s , determinadas no campo e em laboratório. O desfasamento entre essas linhas de tendência é atribuído à perturbação causada pelos processos de amostragem, como se discute em Viana da Fonseca *et al.* (2004) e Ferreira *et al.* (2004).

6 – CONCLUSÕES

A extensa campanha de investigação e caracterização realizada no campo experimental do ISC2-FEUP permitiu a determinação das propriedades geotécnicas mais relevantes deste perfil de solo residual, bem como a derivação e comparação das correlações obtidas com outras propostas referentes a solos residuais.

Este trabalho pretendeu apresentar sumariamente a tendência geral observada nos ensaios mecânicos realizados *in situ* e a aplicação de métodos geofísicos de superfície e em furos de sondagem para o mapeamento e para a caracterização geotécnica do solo.

Este solo residual saprolítico do granito do Porto foi classificado, em termos clássicos, como uma areia silto-argilosa e esta definição é sustentada pela maioria dos resultados dos diferentes ensaios *in situ* e de laboratório.

Uma das conclusões mais relevantes é a elevada correlação verificada na estrutura de variabilidade espacial apresentada pelos modelos sísmicos e eléctricos, bem como a grande consistência e similitude no padrão das interfaces, comuns aos modelos interpretativos representados nas secções sísmicas de reflexão das ondas S, refração convencional e tomográfica e radargrama. Também, os campos de velocidade da onda SH, obtida por ensaios CH, de reflexão e refração, assim

como o modelo de resistividade, são coerentes com as evidências geológicas do local. Os modelos da refração sísmica e da resistividade eléctrica, apontam para a adequação de ambos os métodos no mapeamento, tanto vertical como horizontalmente, das heterogeneidades deste tipo de maciços. Foram apresentados alguns modelos de interpretação geológica, nos quais está integrada e reunida a informação proveniente, nomeadamente, da sísmica de refração, reflexão superficial de alta resolução, e Georadar.

7 – AGRADECIMENTOS

Muito especiais e gerais às empresas que permitiram este trabalho (Mota-Engil, SA – da Direcção de Fundações Especiais; Teixeira Duarte, Sopecate, SA; e Tecnasol FGE, SA) e particulares ao Eng. Ricardo de Andrade e ao Eng. Nuno Cruz, aos Dr. Eurico Pereira e Dr. José Feliciano do INETI, e também um reconhecimento à FEUP, à reitoria da Universidade do Porto, ao INEGI, INETI, ao CICCOPN e à empresa A. M. Mesquita & Filhos. O trabalho foi possível graças ao empenho e bom profissionalismo do pessoal do LabGeo da FEUP. Este trabalho integra-se na actividade de investigação do CEC da FEUP, em particular no Projecto de Investigação POCI/ECM/55589/2004, e do ICIST do IST, centros da Fundação para a Ciência e Tecnologia do MCES.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, F.; Hermosilha, H.; Carvalho, J.M.; Viana da Fonseca, A.; Moura, R. (2004). *ISC'2 experimental site investigation and characterization: From SH waves high resolution shallow reflection to shallower GPR tests*. Geotechnical & Geophysical Site Characterization. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne (Eds.). Millpress, Rotterdam
- Carvalho, J.M.; Viana da Fonseca, A.; Almeida, F.; Hermosilha, H. (2004). *ISC'2 experimental site investigation and characterization: Conventional and tomographic P and S waves refraction seismics vs. electrical resistivity*. Geotechnical & Geophysical Site Characterization. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne (Eds.). Millpress, Rotterdam.
- Danzinger, F.A.B.; Politano, C.F.; Danzinger, B.R. (1998). *CPT-SPT correlations for some Brazilian residual soils*. First International Conference on Site Characterization, ISC'98, Vol.2, pp. 907-912. Balkema, Rotterdam.
- Décourt, L. (1989). *The standard penetration test. State of the Art Report*. Actas da XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2405-2416. Balkema, Rotterdam.
- Ferreira, C.; Mendonça, A.A.; Viana da Fonseca, A. (2004). *Avaliação da qualidade de amostragem em campos experimentais de solos residuais de granito do Porto*. Actas do 9º Congresso Nacional de Geotecnia - 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Aveiro, Portugal. Vol. 1, pp. 27-38. SPG, Lisboa.
- Ishihara, K. (1982). *Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis*. Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp. 237-259.
- Mayne, P.W.; Brown, D.A. (2002). *Site characterization of Piedmont residuum of North America*. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Vol. 2, pp.1323-1339. Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Pereira, E. (1992). *Mapa Geológico de Portugal*, à escala 1:200 000, Folha nº.1, INETI, Porto.

- Ribeiro, A.; Marcos, A.; Pereira, E.; Llana-Fúnez, S.; Farias, P.; Fernández, F. J.; Fonseca, P.; Chaminé, H.; Rosas, F. (2003). *3-D strain in the Ibero-Armorican Arc: a review*. Ciências da Terra (UNL), Lisboa, nº especial, pp. 54-55.
- Robertson, P.K. (1990). *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, pp. 151-158.
- Robertson, P.K.; Campanella, R.G. (1983). *Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand; Part II: Clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, Nº 4, pp. 718-745.
- Robertson, P.K.; Sasitharan, S.; Cunning, J.C.; Segs, D.C. (1995). *Shear wave velocity to evaluate flow liquefaction*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, Nº 3, pp. 262-273.
- Stroud, M.A. (1988). *The standard penetration test - its application and interpretation*. Proceedings of the Geotechnical Conference on Penetration Testing in U.K., Birmingham, pp. 24-49. Thomas Telford, London.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios de dimensionamento de fundações directas*. Dissertação apresentada na Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A. (2003). *Characterizing and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto*. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Tan et al. (Eds.), pp.1341-1378. Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Santos, J. A.; Almeida, F.; Pereira, E.; Feliciano, J.; Grade, J.; Oliveira, A. (2005). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques*. Geotechnical & Geological Engineering, Kluwer-Springer (em impressão).
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Tuna, C.; Costa, E.; Santos, J. (2004). *Geotechnical characterization of a residual soil profile: ISC'2 experimental site*. Geotechnical & Geophysical Site Characterization. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne (Eds.). Millpress, Rotterdam.
- Viana da Fonseca, A.; Costa Esteves, E.; Ferreira, C. (2006). *Classificações de solos residuais do granito do Porto com base em ensaios SPT, CPT(U), DMT e CH: novas tendências*. Aceite para publicação nas Actas do 10º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa, SPG.

DANOS EM EDIFÍCIOS INDUZIDOS POR ESCAVAÇÕES

Excavation induced building damage

João Candeias Portugal*

Alexandre Portugal**

Acácio Santo***

RESUMO – À realização de obras subterrâneas está associada a descompressão do meio escavado, que, invariavelmente, conduz ao desenvolvimento de uma bacia de subsidência à superfície do terreno. Assim, designadamente em meio urbano, põe-se o problema de avaliar as consequências dos movimentos de superfície sobre o património edificado aí existente. No artigo apresenta-se o método de Avaliação de Risco de Dano em Edifícios desenvolvido por Burland e ilustra-se a sua utilidade. Inicialmente trata-se o problema da estimativa dos movimentos superficiais induzidos por escavações (2), e consequentes efeitos sobre estruturas existentes (3). De seguida, apresenta-se a metodologia de avaliação de risco (4), cuja utilidade é finalmente ponderada e ilustrada à custa de alguns exemplos (5).

SYNOPSIS – Ground decompression is usually associated to underground excavation, generally leading to subsidence of the surface. Consequences of such movements on existing buildings must be evaluated especially in urban areas. In this paper the Building Risk Assessment (BRA) method proposed by Burland is presented, its usefulness being illustrated. Initially, estimation of surface movement induced by excavations (2) and subsequent effects on existing structures (3) are treated. A method for risk assessment (4) is presented and exemplified (5). The paper concludes with a discussion on its usefulness.

PALAVRAS CHAVE – Análise de risco, danos em edifícios, escavações em meio urbano.

1 – INTRODUÇÃO

À realização de obras subterrâneas está associada a descompressão do meio escavado, que, invariavelmente, conduz ao desenvolvimento de uma bacia de subsidência à superfície do terreno. Em cada ponto à superfície, a expressão desses movimentos depende da distância à escavação e da deformabilidade do meio interessado, sendo significativa no caso de escavações entre paredes para pontos na vizinhança da abertura, nomeadamente se o terreno escavado for constituído por solos. No caso de túneis, os movimentos superficiais são tanto maiores quanto menor a cobertura.

Assim, à realização de obras subterrâneas, designadamente em meio urbano, põe-se o problema de avaliar as consequências dos movimentos de superfície sobre o património edificado aí existente.

No texto apresenta-se o método de Avaliação de Risco de Dano em Edifícios (Building Risk Assessment, BRA) desenvolvido por Burland e ilustra-se a sua aplicação. Inicialmente trata-se o

* Doutor em Engenharia Civil, Investigador Auxiliar, Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: portugal@lnec.pt

** Mestre em Engenharia de Estruturas, Director Adjunto do Serviço de Estruturas da COBA. E-mail: acp@coba.pt

*** Engenheiro Civil, Director do Serviço de Estruturas da COBA. E-mail: as@coba.pt

problema da estimativa dos movimentos superficiais induzidos por escavações (2), e consequentes efeitos sobre estruturas existentes (3). De seguida, apresenta-se a metodologia de avaliação de risco (4), que é finalmente ilustrada à custa de alguns exemplos (5).

2 – ESTIMATIVA DE MOVIMENTOS SUPERFICIAIS DEVIDOS A ESCAVAÇÕES

2.1 – Generalidades

O primeiro passo para a Avaliação do Risco de Dano num Edifício consiste em determinar os perfis de deslocamento, ou curvas de subsidência, verticais e horizontais do terreno, à cota das fundações do edifício. Estes perfis dependem do tipo de escavação em causa.

Em geral, a complexidade do comportamento das estruturas envolvidas em escavações mineiras, torna inviável qualquer tentativa de previsão das curvas de subsidência à custa de métodos simples. Tal previsão tem sempre que se basear numa análise específica, que atenda quer ao faseamento construtivo, quer à interação entre a estrutura e o terreno, pelo que é normalmente realizada recorrendo a métodos numéricos. Consegue-se assim obter uma previsão de movimentos induzidos ao nível do plano de fundação das edificações existentes à superfície.

No entanto, para geometrias de escavação simples, como por exemplo escavações entre paredes, é possível recorrer a métodos simplificados de previsão de movimentos superficiais. Dado o seu interesse prático descrevem-se de seguida esses métodos quer para o caso de escavações em túnel, quer para o caso de escavações correntes entre paredes.

2.2 – Escavações em túnel

O método utilizado para estimar os movimentos induzidos no terreno, pela escavação de túneis, baseia-se no modelo empírico inicialmente proposto por Schmidt e Peck (1969), cuja validade é amplamente confirmada na literatura científica de referência. Admite-se que a lei de assentamentos é do tipo exponencial com o máximo na vertical do eixo do túnel. A curva adoptada (Fig. 1) é:

$$S(y) = S_{\text{máx}} e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2} \right)} \quad (1)$$

em que:

y – é a abcissa medida a partir do eixo do túnel;

$S(y)$ – é o deslocamento vertical do terreno;

$S_{\text{máx}}$ – é o deslocamento vertical máximo;

i – é a abcissa do ponto de inflexão.

O deslocamento vertical máximo é dado por:

$$S_{\text{máx}} = \frac{A}{2,5i} \quad (2)$$

em que A é a perda de secção no processo de escavação e,

$$i = 0,5 (H - z) \quad (3)$$

com,

H – profundidade do eixo do túnel;

z – profundidade do plano de fundação.

Em relação ao deslocamento horizontal ($S_h(y)$), admite-se que o mesmo segue uma lei do tipo:

$$S_h(y) = \frac{y}{H - z} S(y) \quad (2)$$

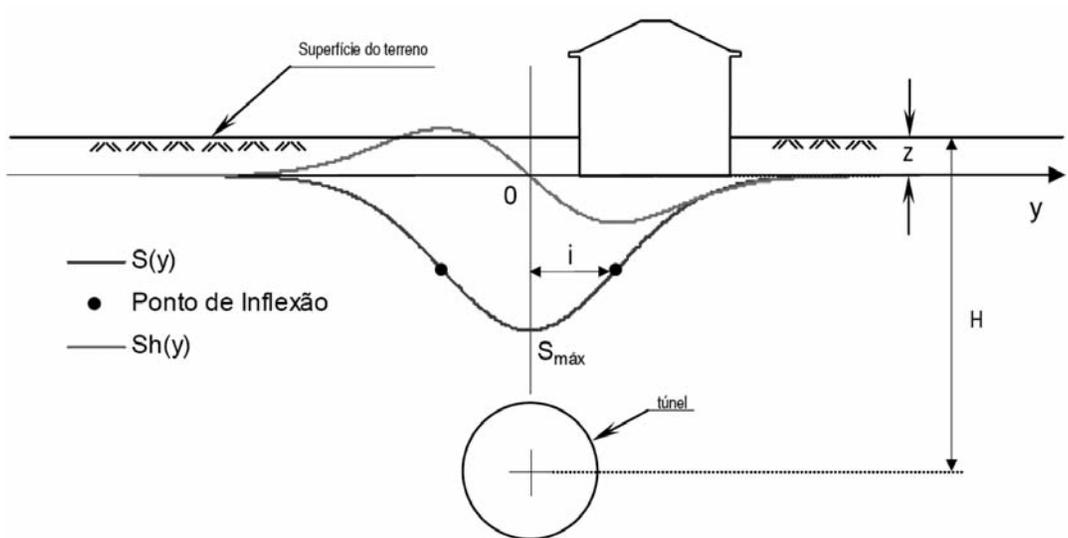


Fig. 1 – Escavação em túnel.

2.3 – Escavações entre paredes

Para o caso de escavação entre paredes as curvas de subsidência induzidas no terreno dependem do modo de deformação das paredes. De acordo com Hsieh e Ou (1998) há dois tipos de curvas de subsidência possíveis:

- i) No caso da parede se deformar essencialmente como uma consola (Fig. 2), isto é, com deslocamentos horizontais máximos no topo, os assentamentos seguem uma lei parabólica com o máximo ocorrendo junto à parede – curva tímpano;
- ii) No caso da parede se deformar essencialmente como uma viga (Fig. 3), isto é, com deslocamentos horizontais máximos no vão, admite-se que a lei de assentamentos é exponencial, do tipo da que se apresentou para a escavação em túnel, com o máximo ocorrendo a uma certa distância da parede – curva côncava.

Para a selecção do tipo de curva adopta-se o critério proposto por Hsieh e Ou (1998).

Dada a deformada horizontal da parede (Fig. 4) calculam-se as áreas indicadas, na primeira fase de construção e no final da escavação.

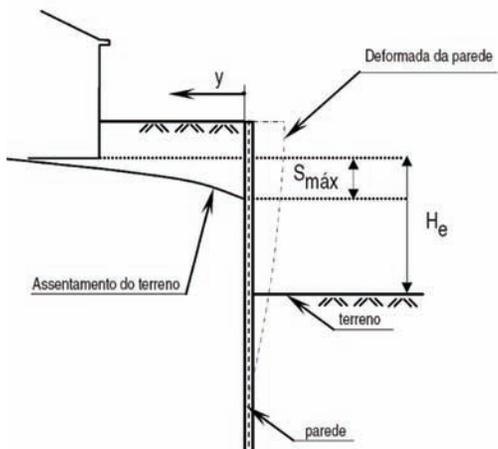


Fig. 2 – Curva tímpano.

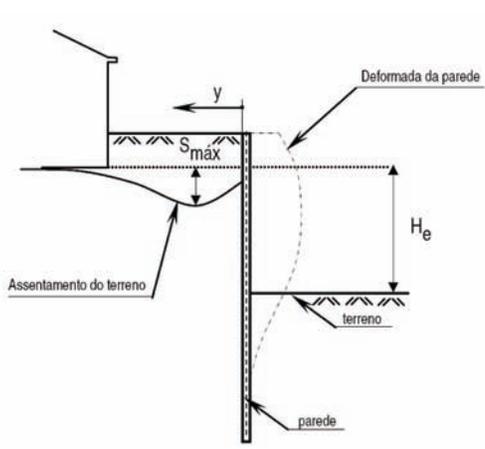
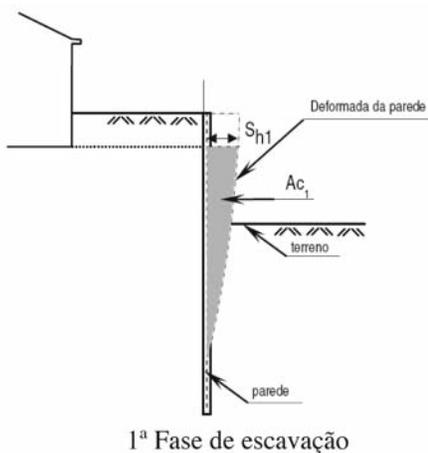
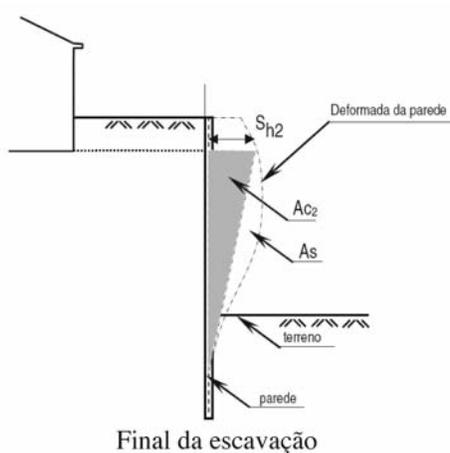


Fig. 3 – Curva “côncava”.



1ª Fase de escavação



Final da escavação

Fig. 4 – Escavação entre paredes - parâmetros para a seleção do tipo de curva.

Tomando:

$$A_T = A_{C2} + A_s \quad (5)$$

$$A_C = \text{máx} (A_{C1}, A_{C2}) \quad (6)$$

O critério de seleção é:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq 1,6 A_c \Rightarrow \text{Curva Côncava} \\ A_s < 1,6 A_c \Rightarrow \text{Curva Tímpano} \end{array} \right. \quad (7)$$

Uma vez estabelecido o tipo de curva de subsidência há que quantificar as leis de deslocamentos. No caso da curva tímpano adopta-se o método proposto por Bowles (1990). A equação de assentamentos é (Fig. 5):

$$S(y) = S_{\text{máx}} \left(\frac{D-y}{D} \right)^2 \quad (8)$$

em que D é o desenvolvimento da bacia de subsidência medido na direção normal à parede e $S_{m\acute{a}x}$ é estimado através de:

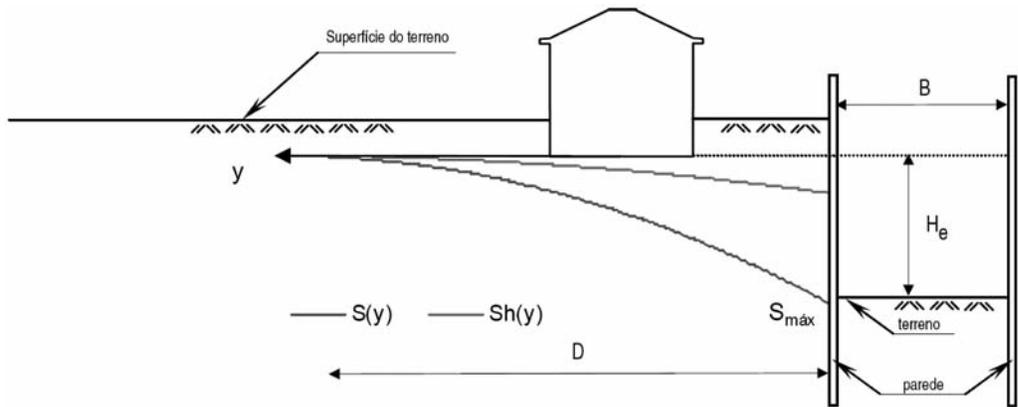


Fig. 5 – Curvas de subsidência tipo tímpano.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{4 A_T}{D} \quad (9)$$

Com,

$$D = [H_e + H_D] \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (10)$$

$$H_D = \begin{cases} B \Rightarrow \text{Solos Argilosos} \\ 0,5 B \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \Rightarrow \text{Solos Arenosos} \end{cases} \quad (11)$$

sendo,

H_e – altura da escavação ao plano de fundação;

ϕ' – ângulo de atrito interno do terreno e;

B – largura da escavação.

Em relação ao deslocamento horizontal ($Sh(y)$), admite-se que o mesmo segue uma lei do tipo:

$$S_h(y) = \frac{S_{hm\acute{a}x}}{S_{m\acute{a}x}} S(y) \quad (12)$$

em que o deslocamento horizontal máximo ($Sh_{m\acute{a}x}$) é (Fig. 4),

$$S_{hm\acute{a}x} = \max(S_{h_1}, S_{h_2}) \quad (13)$$

Na quantificação da curva côncava adopta-se o método proposto por Hsieh e Ou (1998). A equação de assentamentos é (Fig. 6):

$$S(y) = S_{m\acute{a}x} e^{-\frac{\left(y - \frac{H_e}{2} \right)^2}{2 i^2}} \quad (14)$$

em que,

$$S_{\text{máx}} = 0,75 S_{h\text{máx}} \quad (15)$$

$$i = 0,425 H_e \quad (16)$$

A curva de deslocamento horizontal é definida pelas equações 12 e 13 anteriormente apresentadas.

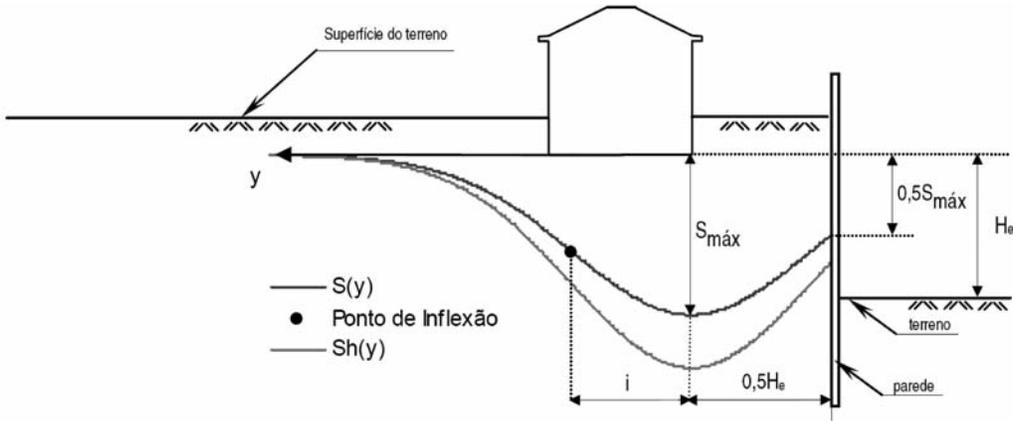


Fig. 6 – Curvas de subsidência tipo côncava.

3 – ESTIMATIVA DE MOVIMENTOS E EFEITOS EM EDIFÍCIOS

3.1 – Definição dos movimentos de fundação

Para abordar o problema dos danos em edifícios, promovidos por subsidência do respectivo terreno de fundação, é necessário estabelecer um conjunto de parâmetros que permita descrever de forma consistente e completa os eventuais movimentos e deformações das fundações (Burland e Wroth, 1974). Na Fig. 7 apresentam-se os parâmetros inicialmente propostos por Burland para descrever genericamente os movimentos de fundação em estado plano.

Na sequência adopta-se a seguinte simbologia (Fig. 7):

S - assentamento;

ΔS - assentamento diferencial;

w - rotação;

α - deformação angular;

Δ - inflexão;

Δ/L - razão de inflexão;

β - distorção angular,

correspondendo ao índice "máx" o valor máximo da respectiva grandeza (p.e., $\Delta S_{\text{máx}}$ - assentamento diferencial máximo).

Conhecidas as curvas de subsidência e caracterizados os edifícios é possível efectuar a avaliação do risco propriamente dito. Esta avaliação consiste em calcular um conjunto de parâmetros de controlo que são em seguida comparados com valores limite aos quais estão associadas categorias de risco de acordo com classificações estabelecidas.

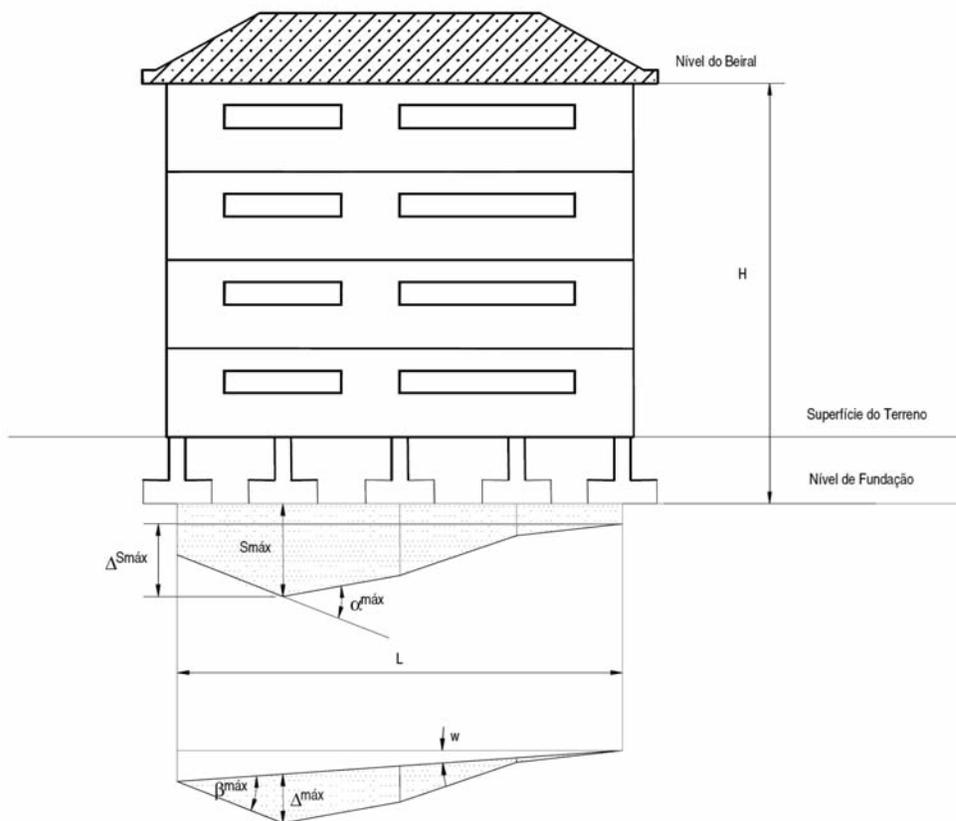


Fig. 7 – Simbologia adoptada para os movimentos ao nível de fundação (Burland).

A classificação de risco a utilizar depende, em princípio, da natureza do edifício a analisar. Duas alternativas se colocam:

- Classificação de Burland de 1977 – aplicável a estruturas em alvenaria de pedra ou de tijolo e às construções porticadas de betão armado dotadas de fundações contínuas;
- Classificação de Rankin de 1988 – aplicável a estruturas porticadas de betão armado dotadas de fundações isoladas.

A classificação de Rankin utiliza como parâmetros de controlo (Fig. 7) a distorção angular máxima sofrida pelo edifício ($\beta_{\text{máx}}$) e o assentamento máximo ($S_{\text{máx}}$). O cálculo destes parâmetros só é possível quando se conhece com rigor a tipologia estrutural, nomeadamente a localização e profundidade das sapatas de fundação. Por outro lado, os danos sofridos pelos edifícios de betão estão muitas vezes associados à fissuração das paredes de enchimento em alvenaria, para as quais se aplica a classificação de Burland. A classificação de Burland utiliza como parâmetro de controlo a extensão de tracção máxima ($\epsilon_{\text{máx}}$) induzida no edifício pelo deslocamento do terreno que lhe está subjacente. Este parâmetro ($\epsilon_{\text{máx}}$) é fortemente condicionado pela razão de inflexão máxima ($[\Delta/L]_{\text{máx}}$).

Os métodos de cálculo dos parâmetros de controlo ($\beta_{\text{máx}}$ e $S_{\text{máx}}$ ou $\epsilon_{\text{máx}}$) baseiam-se em duas hipóteses fundamentais:

- i) o edifício é assimilado a uma viga com comportamento elástico linear ideal, de comprimento L e altura H ;

ii) a viga anterior adapta-se perfeitamente ao perfil de assentamento do terreno, isto é, não há descolamentos entre as fundações e o terreno.

Estas hipóteses conduzem a resultados conservadores ao ser desprezada a interação terreno/estrutura, que tende a atenuar os movimentos experimentados pelos edifícios.

3.2 – Secções de cálculo

Tendo-se optado por descrever os movimentos das fundações em estado plano há que definir, para cada edifício a estudar, as secções que conduzem à maior amplitude de movimentos.

No caso geral as direcções a considerar são duas (Fig. 8): i) perpendicular ao eixo da obra de escavação (A) e ii) paralela à máxima dimensão em planta do edifício (B). Na direcção A a secção de cálculo ($A_1 - A_2$) é aquela a que corresponder: ou o maior segmento de recta no interior do perímetro do edifício ($L_{A \text{ máx}}$) ou o segmento de recta limitado pelo ponto do perímetro à menor distância em planta do eixo da obra de escavação ($y_{A1 \text{ min}}$). Na direcção B a secção de cálculo ($B_1 - B_2$) é aquela que corresponde ao comprimento do edifício (L_B).

No caso particular de escavações em túnel, e para analisar os efeitos da subsidência a curto prazo, a secção de cálculo é a que corresponde ao maior segmento de recta limitado pelo perímetro em planta do edifício, segundo uma direcção paralela ao eixo da obra.

Uma vez estabelecidas as secções de cálculo, os movimentos de fundação devem ser quantificados à custa dos parâmetros explicitados na Fig. 7, para cada um dos segmentos de recta correspondentes.

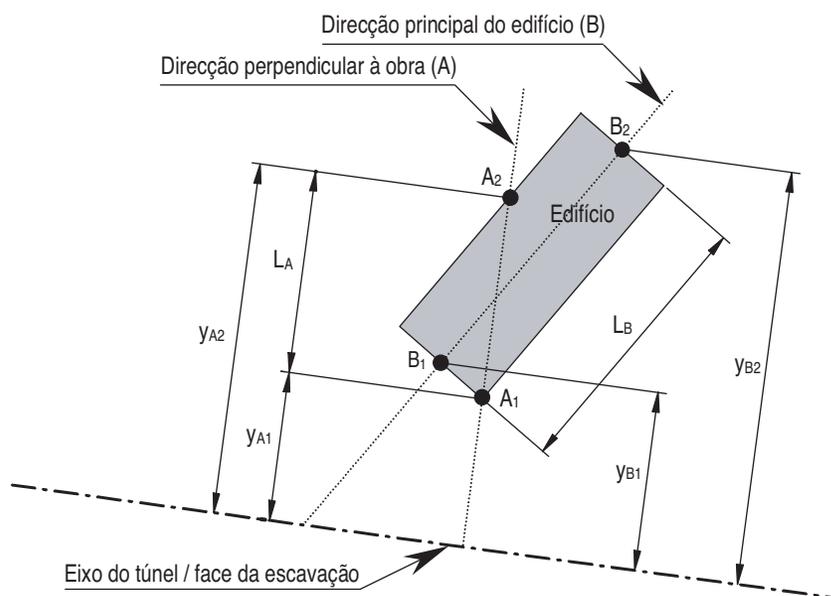


Fig. 8 – Definição geométrica das secções de cálculo a analisar por edifício (adaptado de Geodata, 2000).

3.3 – Cálculo da extensão de tracção máxima

Como se referiu em 3.1, para estruturas em alvenaria e estruturas porticadas de betão armado, dotadas de fundações contínuas, é aplicável a Classificação de Burland, que utiliza como parâmetro de controlo a extensão de tracção máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$) induzida no edifício pelo deslocamento do terreno que lhe está subjacente. O método de cálculo de ($\epsilon_{m\acute{a}x}$) é o proposto por Burland e Wroth (1974), substituindo o edifício por uma viga de comportamento elástico linear com comprimento L (Fig. 8) e altura H (Fig. 7), cuja deformada acompanha o perfil de subsidência do terreno ao nível de fundação (viga infinitamente flexível).

Para cada secção de cálculo a analisar (Fig. 8) e tomando a deformada do terreno correspondente, avalia-se a máxima razão de inflexão Δ_i/L_i entre cada par de pontos de referência do segmento de recta L . Os pontos de referência definem os troços a analisar e são as extremidades e os eventuais pontos de inflexão da curva de assentamentos (Fig. 9).

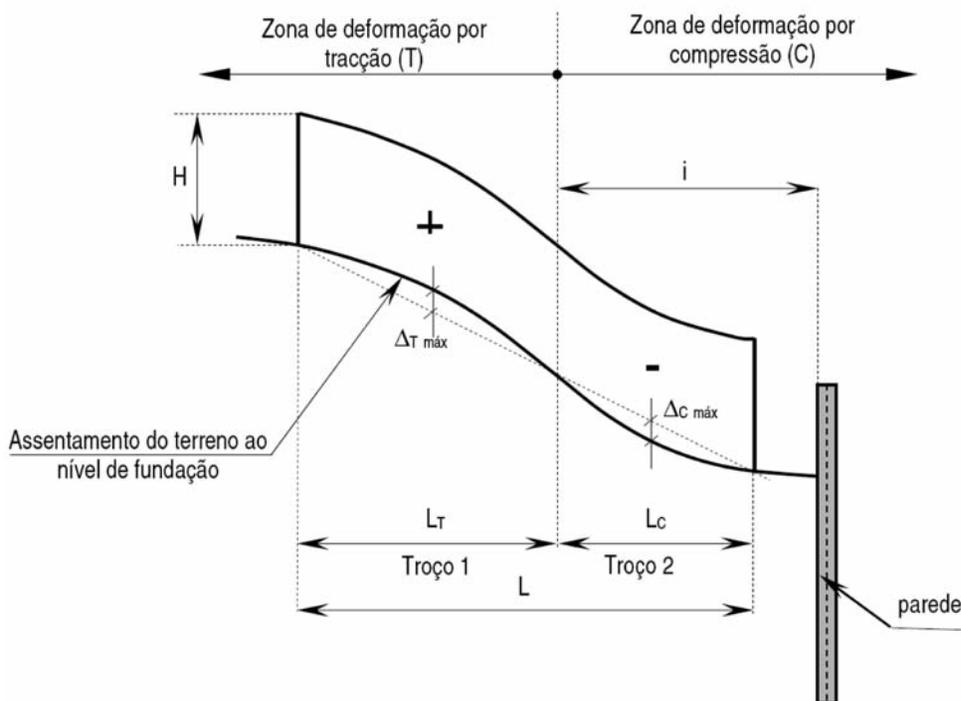


Fig. 9 – Deformações no edifício induzidas pelo perfil de subsidência.

Se o segmento de recta L não intersectar nenhum ponto de inflexão da curva de subsidência o edifício fica integralmente à compressão ($L_c=L$; $L_T=0$) ou à tracção ($L_T=L$; $L_c=0$). No caso geral (Fig. 9) em que no comprimento L ocorre um ponto de inflexão da curva de assentamentos, parte do edifício ficará à tracção (L_T - Troço 1) e a outra à compressão (L_c - Troço 2). Para cada troço (i , com $i = 1,2$) calcula-se:

a) A deformação máxima devida ao deslocamento horizontal ($\epsilon_{h,i}$) do terreno ($\epsilon_{h,i} > 0$ - tracção; $\epsilon_{h,i} < 0$ compressão) -

$$\epsilon_{h,i} = \frac{Sh_1 - Sh_2}{L_i} \quad (i = 1,2) \quad (17)$$

em que,

S_{h1} , S_{h2} – são os deslocamentos horizontais nos pontos extremos do troço em análise e;
 L_i – é o comprimento do troço em análise.

b) As deformações máximas de tracção devidas à flexão ($\epsilon_{b,i}$) e ao esforço transversal ($\epsilon_{d,i}$).

$$\epsilon_{b,i} = \frac{\left| \Delta_i / L_i \right|_{\text{máx}}}{\frac{L_i}{12 t} \left[1 + \frac{18}{L_i^2} \frac{I}{H} \frac{E}{G} \right]} \quad (i=1,2) \quad (18)$$

$$\epsilon_{d,i} = \frac{\left| \Delta_i / L_i \right|_{\text{máx}}}{1 + \frac{1}{6 n} \frac{L_i^2}{H^2} \frac{G}{E}} \quad (i=1,2) \quad (19)$$

em que,

I – é o momento de inércia da secção do edifício em relação à posição da linha neutra;

H – é a altura do edifício (Fig. 7);

t – é a posição da linha neutra na secção do edifício.

A posição da linha neutra condiciona os valores de t e n ; tem-se:

$$\begin{aligned} L_T \text{ (Tracção)} & \quad - \text{Linha neutra na base} & \begin{cases} t = H \\ n = 1 \end{cases} \\ L_C \text{ (Compressão)} & \quad - \text{Linha neutra a meia altura} & \begin{cases} t = 0,5H \\ n = 0,25 \end{cases} \end{aligned} \quad (20)$$

c) A sobreposição das deformações máximas de tracção devidas à flexão ($\epsilon_{b,i}$) e ao esforço transversal ($\epsilon_{d,i}$) com a deformação horizontal ($\epsilon_{h,i}$) é calculada através de –

$$\epsilon_{b\ t,i} = \epsilon_{h,i} + \epsilon_{b,i} \quad (21)$$

$$\epsilon_{d\ t,i} = \frac{1-\nu}{2} \epsilon_{h,i} + \sqrt{\left(\frac{1+\nu}{2} \epsilon_{h,i} \right)^2 + \epsilon_{d,i}^2} \quad (i=1,2) \quad (22)$$

d) A deformação máxima ($\epsilon_{máx,i}$) em cada troço é –

$$\epsilon_{máx,i} = \text{máx} \{ \epsilon_{b\ t,i} ; \epsilon_{d\ t,i} \}, \quad (i=1,2) \quad (23)$$

e) A extensão de tracção máxima ($\epsilon_{máx}$) a utilizar para efeitos da quantificação do risco de dano é –

$$\epsilon_{máx} = \text{máx} \{ \epsilon_{máx,i} \}, \quad (i=1,2) \quad (24)$$

No caso de o edifício se situar na zona de influência de mais do que uma escavação é efectuada a sobreposição dos respectivos efeitos. No caso de duas escavações ortogonais, o processo acima descrito é efectuado para cada uma das direcções e a extensão máxima a utilizar para quantificar o risco é a máxima obtida. No caso de duas escavações colineares as extensões devidas a cada uma são simplesmente somadas.

3.4 – Cálculo do assentamento e distorção angular máximos

Para estruturas porticadas de betão armado, dotadas de fundações isoladas, é aplicável a Classificação de Rankin, como se referiu em 3.1. A classificação utiliza como parâmetros de controlo

(Fig. 7) a distorção angular máxima sofrida pelo edifício ($\beta_{\text{máx}}$) e o assentamento máximo ($S_{\text{máx}}$). O cálculo destes parâmetros é realizado à custa de simples considerações geométricas como se ilustra na Fig. 7, e só pode ser realizado quando se conhece com rigor a tipologia estrutural, nomeadamente a implantação detalhada das sapatas de fundação.

4 – DETERMINAÇÃO DO RISCO DE DANO EM EDIFÍCIOS

4.1 – Categorias de dano em edifícios

Para tipificar os danos em edifícios é normal distingui-los segundo três grandes categorias (Burland, 1997): i) danos estéticos (ou de aparência visual); ii) danos funcionais (ou de funcionalidade) e; iii) danos estruturais (ou de estabilidade). No estabelecimento desta categorização atende-se não só ao tipo de dano propriamente dito, mas também à natureza das obras de reparação envolvidas para os obviar.

Assim, aos danos estéticos associam-se fenómenos de fissuração ligeira em elementos não estruturais (panos de enchimento, rebocos, revestimentos de piso, etc.) reparáveis com intervenções pouco onerosas. Os danos funcionais manifestam-se sob a forma de fissuras e rachadelas e outros danos em elementos estruturais e não estruturais que ponham em risco a segurança da estrutura do ponto de vista da sua utilização, mas que não envolvam a segurança última da edificação (perda de impermeabilidade de panos de enchimento, deformação excessiva de guarnições de vãos, canalizações danificadas ou não utilizáveis, etc.). Este tipo de danos requer intervenções de reparação demoradas e onerosas. Na categoria de danos estruturais incluem-se todos os que conduzam à possibilidade de ocorrência de um estado limite último da estrutura ou parte dela, como sejam a perda apreciável de capacidade resistente de elementos estruturais, a perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura no seu todo, etc. Neste caso aos danos associam-se reparações pesadas e muito onerosas, que requerem intervenções de reconstrução parcial ou total da estrutura.

4.2 – Classificações de risco de danos

No Quadro 1 apresenta-se a Classificação de Burland, aplicável a estruturas em alvenaria de granito ou de tijolo e às construções porticadas de betão armado dotadas de fundações contínuas. A classificação é também aplicável a construções porticadas de betão armado com fundações indirectas por grupos de estacas.

No Quadro 2 apresenta-se a Classificação de Rankin, aplicável a estruturas porticadas de betão armado dotadas de fundações isoladas, quer elas sejam sapatas, quer estacas isoladas.

4.3 – Vulnerabilidade dos edifícios

Nas classificações de risco de Burland e de Rankin pressupõe-se que os edifícios se apresentem em bom estado de conservação, isto é, sem qualquer tipo de danos anteriores à realização das obras de escavação. Ora, na realidade todos os edifícios experimentam deformações, pelo menos as resultantes de assentamentos do terreno de fundação induzidas pelo seu peso próprio e pelas sobrecargas de utilização. Assim, as deformações eventualmente introduzidas pela realização da obra subterrânea, acrescem a deformações previamente existentes e não estritamente nulas. Se as deformações prévias forem elevadas, um pequeno acréscimo introduzido pela obra de escavação, pode produzir efeitos drásticos que não são proporcionais à sua grandeza, e que não são expressos nas classificações de risco.

Quadro 1 – Classificação de risco de danos de Burland *et al.* (1977).

Categoria de risco	Tipo de dano	Descrição do Ano	Abertura aproximada das fissuras (mm)	Limite para o dano arquitectónico	Parâmetro de controlo
					ϵ_{tm} (%)
0 (estético)	Irrelevante (não visível)	Pequenas fissuras muito finas e insignificantes, que podem ser desprezadas.	< 0,1		0 – 0,05
1 (estético)	Muito ligeiro	Eventuais fissurações isoladas no interior da edificação. As fissuras na alvenaria de pedra (ou de tijolo) no exterior da edificação só podem ser percebidas através de uma inspecção muito cuidadosa.	< 1,0	Paredes rebocadas: 0,4 mm Paredes em bruto (de betão, pedra ou tijolos): 0,8 mm	0,05 – 0,075
2 (estético)	Ligeiro	Muitas fissurações no interior da edificação. As fissuras são visíveis também no exterior. Portas e janelas podem apresentar dificuldades em ser movimentadas.	< 5,0	Juntas dos revestimentos cerâmicos dos soalhos: 1,6 mm	0,075 – 0,15
3 (estético / funcional)	Médio	Danos em portas e janelas. Danos ligados à infiltração de humidade. A tubagem pode ser danificada.	5 – 15 (ou várias >3 mm)		0,15 – 0,3
4 (funcional)	Elevado	Distorção das caixilharias, soalhos inchados, paredes com ondas e inchadas. Alguma perda da capacidade portante das vigas. Tubagem danificada, não utilizável.	15 – 25 em função do número de fissuras		>0,3
5 (estrutural)	Muito elevado	Perda notável da capacidade resistente das vigas. Paredes inchadas e instáveis. Janelas deformadas e partidas. Perigo de instabilidade das estruturas.	> 25 em função do número de fissuras		

Quadro 2 – Classificação de risco de danos de Rankin (1988).

Categoria de risco	Tipo de dano	Descrição do Ano	Parâmetros de controlo	
			$\beta_{máx}$	$S_{máx}$ (mm)
1 (estético)	Irrelevante (não visível)	Há uma probabilidade muito baixa de as edificações sofrerem danos superficiais.	< 1/500	< 10
2 (estético)	Ligeiro	As edificações podem ser danificadas de forma superficial, sem consequências em termos estruturais.	1/500 - 1/200	10 - 50
3 (funcional)	Médio	Edificações danificadas de forma superficial. Podem ocorrer danos estruturais. Tubagem rígida pode sofrer danos.	1/200 - 1/50	50 - 75
4 (estrutural)	Elevado	As edificações sofrem danos estruturais. Tubagem rígida sofre danos, a menos rígida pode sofrer danos.	> 1/50	> 75

Assim, afigura-se indispensável proceder a uma quantificação das condições prévias em que se encontram os edifícios a estudar. Essa quantificação tem naturalmente um carácter subjectivo e essencialmente empírico. Uma das formas de a conseguir é à custa de um Índice de Vulnerabilidade (Geodata, 2000), que se pretende ser uma característica intrínseca do edifício (estado de conservação, história de movimentos sofridos, danos registados, entre outros, mas independente dos factores externos que concorrem para os movimentos do terreno induzidos por uma obra de escavação na sua vizinhança). O Índice de Vulnerabilidade (I_v) traduz o quanto o edifício em causa se afasta da condição ideal de perfeita

conservação, ou seja, qual a sua vulnerabilidade. Quanto maior for a vulnerabilidade do edifício, menor é a sua capacidade para tolerar deformações induzidas por factores externos. Tendo por base o valor do índice de vulnerabilidade é possível estabelecer uma correcção às classificações de risco de dano (Geodata, 2000).

A proposta para quantificar o índice de vulnerabilidade da Geodata, consiste num processamento empírico das informações recolhidas nas campanhas de levantamento do estado de conservação dos edifícios. As características relevantes para determinar a sensibilidade dos edifícios a eventuais assentamentos são: i) características estruturais (tipo de estrutura, natureza de eventuais intervenções de reestruturação e número de caves do edifício); ii) características funcionais (tipologia de utilização do imóvel); iii) características estéticas (tipologia patrimonial; natureza das divisórias e revestimentos de alçados); iv) características de conservação (julgamento sobre o estado geral de conservação do imóvel, sinais de eventuais assentamentos e tipologia da eventual fissuração) e; v) caracterização da orientação e posição do imóvel em relação à obra de escavação. A cada uma destas características é atribuído um valor numérico e uma ponderação. O valor de I_v é o resultado do somatório dos valores numéricos ponderados, e varia entre 0 e 100.

São estimados dois valores do índice de vulnerabilidade, nomeadamente a longo e a curto prazo, conforme a orientação do imóvel para com as obras de escavação. Os valores relativos a curto prazo só devem ser utilizados na análise dos assentamentos causados por túneis em situação transitória, ou seja, diante da frente de escavação.

4.4 – Correcção das classificações de risco em função da vulnerabilidade

Tendo por base o valor do I_v é feita uma correcção aos parâmetros de controlo limite das classificações de risco originais (Quadros 1 e 2). Essa correcção é realizada dividindo os parâmetros de controlo limite originais por um factor minorativo ($F_r > 1$) que é função do I_v . As correcções a aplicar às classificações de risco de Burland e Rankin, propostas pela Geodata para atender à vulnerabilidade dos edifícios, são as que constam dos Quadros 3 e 4, respectivamente.

O objectivo destas correcções é o de quantificar explicitamente nas classificações de risco o facto de, para a mesma deformação imposta ao nível do plano de fundação, um edifício mais vulnerável (I_v superior) sofrer danos mais gravosos do que um edifício menos vulnerável (I_v inferior). Em termos das classificações de risco a contrapartida é assim de que, em condições de igualdade, a um edifício mais vulnerável (I_v superior) é atribuída uma classe de risco mais alta do que a correspondente a um edifício menos vulnerável (I_v inferior).

4.5 – Avaliação do risco de dano em edifícios

As classificações de risco apresentadas podem ser utilizadas para estabelecer um método de avaliação de risco de dano em edifícios, induzido por escavações. O método proposto (Burland, 1997) consiste em determinar, para cada edifício na vizinhança da escavação, a respectiva categoria de risco. Atente-se que, em ambas as classificações, até à categoria 2 os danos são estéticos, isto é, a integridade estrutural não é posta em causa e os danos podem ser fácil e economicamente reparados. Assim, em ambas as classificações, o limite entre as categorias 2 e 3 é particularmente importante, uma vez que um dos objectivos a atingir no projecto e construção da escavação é manter o nível de risco dos edifícios interessados aquém desta fronteira.

Dado o elevado número de edifícios a analisar, o método de avaliação de risco proposto por Burland (1997) é faseado e constituído pelas seguintes etapas: i) Fase 1 - análise preliminar; ii) Fase 2 - avaliação de risco; iii) Fase 3 - avaliação de risco detalhada.

Quadro 3 – Correção da classificação de risco de Burland em função de I_v (Geodata, 2000).

Categorias de risco	Índice de Vulnerabilidade (I_v) do edifício									
	Irrelevante $0 < I_v < 20$		Baixo $20 < I_v < 40$		Médio $40 < I_v < 60$		Alto $60 < I_v < 80$		Elevado $80 < I_v < 60$	
	Factor de redução (F_R) dos valores limite do parâmetro de controlo ε_{lim}									
	$F_R = 1,0$		$F_R = 1,25$		$F_R = 1,50$		$F_R = 1,75$		$F_R = 2,0$	
	Valores do parâmetro de controlo limite corrigidos									
	ε_{lim} (%)		ε_{lim} (%)		ε_{lim} (%)		ε_{lim} (%)		ε_{lim} (%)	
	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx
0	0	0,050	0	0,040	0	0,033	0	0,029	0	0,025
1	0,050	0,075	0,040	0,060	0,033	0,050	0,029	0,043	0,025	0,038
2	0,075	0,150	0,060	0,120	0,050	0,100	0,043	0,086	0,038	0,075
3	0,150	0,300	0,120	0,240	0,100	0,200	0,086	0,171	0,075	0,150
4 e 5	> 0,300		> 0,240		> 0,200		> 0,171		> 0,150	

Quadro 4 – Correção da classificação de risco de Rankin em função de I_v (Geodata, 2000).

Categorias de risco	Índice de Vulnerabilidade (I_v) do edifício																			
	Irrelevante $0 < I_v < 20$		Baixo $20 < I_v < 40$		Médio $40 < I_v < 60$		Alto $60 < I_v < 80$		Elevado $80 < I_v < 60$											
	Factor de redução (F_R) dos valores limite do parâmetro de controlo $\beta_{máx}$ e $S_{máx}$																			
	$F_R = 1,0$		$F_R = 1,25$		$F_R = 1,50$		$F_R = 1,75$		$F_R = 2,0$											
	Valores dos parâmetros de controlo limite corrigidos																			
	$\beta_{máx}$		$S_{máx}$ (mm)		$\beta_{máx}$		$S_{máx}$ (mm)		$\beta_{máx}$		$S_{máx}$ (mm)									
	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx								
1	<1/500		<10		<1/625		<8		<1/750		<7		<1/875		<6		<1/1000		<5	
2	1/500	1/200	10	50	1/625	1/250	8	40	1/750	1/300	7	33	1/875	1/350	6	29	1/1000	1/400	5	25
3	1/200	1/50	50	75	1/250	1/63	40	60	1/300	1/75	33	50	1/350	1/88	29	43	1/400	1/100	25	38
4	>1/50		>75		>1/63		>60		>1/75		>50		>1/88		>43		>1/100		>38	

Na Fase 1 - análise preliminar, tendo em vista limitar ao necessário o número de análises de risco a efectuar, adopta-se um procedimento simplificado e conservativo que consiste em distinguir os edifícios sujeitos a movimentos significativos daqueles que experimentam movimentos negligenciáveis. Para tanto traçam-se isolinhas de assentamento total (S) e distorção angular (b) obtidas através dos métodos descritos em 2, ou recorrendo aos resultados de cálculos disponíveis realizados no projecto. De acordo com Rankin (1988) um edifício sujeito a uma distorção angular b inferior a 1/500 e a um assentamento total S inferior a 10 mm tem um risco negligenciável de sofrer qualquer tipo de dano. Adoptando como limites conservativos, por exemplo, os valores $S = 5$ mm e $\beta = 1/750$, a combinação mais gravosa destas duas isolinhas permite limitar uma área, designada por faixa de controlo, onde existe risco de danos. Conseguem-se assim distinguir explicitamente duas zonas: uma zona passível de ser afectada pelas escavações ($S > 5$ mm; $\beta > 1/750$) e outra onde os

edifícios têm um risco negligenciável de sofrer danos (fora da faixa de controlo), pelo que não exigem uma avaliação de risco explícita na fase seguinte.

Atente-se que esta abordagem é conservadora, uma vez que nela se utilizam movimentos superficiais e não os correspondentes ao plano de fundação dos edifícios, e se despreza a interação solo/estrutura.

Da análise preliminar resulta assim a identificação dos edifícios cuja avaliação explícita de risco se torna necessária. A Fase 2 - avaliação de risco é conduzida de acordo com os pressupostos e métodos anteriormente descritos (3). Tendo por base o levantamento das características estruturais dos edifícios situados no interior da faixa de controlo (tipologia da estrutura e das fundações) a avaliação de risco é conduzida de acordo com a classificação de Burland ou Rankin, conforme os respectivos campos de aplicação. Nesta fase os parâmetros de controlo são calculados ao nível do plano de fundação dos edifícios.

Como resultado da avaliação de risco obtém-se uma categoria de risco para cada edifício no interior da faixa de controlo. Este resultado, se bem que consideravelmente mais elaborado que o obtido na avaliação preliminar, é ainda bastante conservativo. Efectivamente, na maior parte dos casos práticos os danos realmente observados são substancialmente menos graves que os associados às categorias de risco obtidas. Tal facto deve-se essencialmente à hipótese de cálculo de que as fundações se adaptam perfeitamente ao perfil de assentamento do terreno. Na realidade a rigidez dos edifícios é tal que as suas fundações interagem com o terreno, atenuando os movimentos experimentados.

Assim, tem que se proceder a uma avaliação de risco detalhada (Fase 3) em todos os edifícios onde se obtenha em Fase 2 uma categoria de risco igual ou superior a 3. Nesta fase há que refinar o cálculo dos parâmetros de controlo obtidos em Fase 2, introduzindo as características detalhadas do edifício em causa e do processo de escavação. A forma como se procede ao refinamento do cálculo varia de caso para caso, pelo que não é possível estabelecer uma metodologia genérica que sirva de base aos procedimentos de cálculo a adoptar. Muitas vezes nesta fase procede-se a análises de sensibilidade fazendo variar pressupostos de projecto (propriedades do terreno, faseamento construtivo, etc.) de forma a identificar a sua influência sobre o nível de risco. Para edifícios particularmente importantes (por exemplo com vínculo histórico ou artístico) pode afigurar-se necessário proceder a análises numéricas específicas, que permitam explicitar a influência da sequência e métodos de escavação, da interação terreno/estrutura, da orientação dos edifícios em relação à obra de escavação, entre outros.

Por outro lado, o estado de conservação dos edifícios tem agora que ser explicitamente tido em conta. O edifício pode já ter experimentado movimentos ao longo da sua vida, e anteriores à obra de escavação. É fundamental que os efeitos destes movimentos sejam contabilizados, uma vez que podem reduzir a tolerância a movimentos subsequentes.

Verifica-se, assim, que grande parte dos factores que influenciam o resultado da análise que se pretende refinar não são muitas vezes passíveis de ser introduzidos, de forma precisa, nos cálculos a efectuar, pelo que a categoria de risco final requer sempre um julgamento subjectivo, baseado na informação disponível acerca do edifício em causa e secundado pela experiência.

Uma vez realizadas as três fases da avaliação de risco, e em função das categorias de risco obtidas, há que estabelecer as eventuais medidas de protecção do património edificado existente. Em princípio, estas medidas só são necessárias para os edifícios que apresentem categoria de risco igual ou superior a 3.

4.6 – Acções a empreender em função das categorias de risco

Sendo o objectivo da avaliação de risco a previsão do tipo de danos que cada uma das edificações poderá sofrer devido às escavações a realizar, como corolário dessa previsão, indicam-se, para os edifícios em que tal se revele necessário, as medidas a tomar durante a execução dos trabalhos.

Desde logo, os edifícios inseridos nas categorias de risco 0 a 1 não necessitam de quaisquer medidas de protecção preventivas. Para os outros (categorias de risco superiores a 1), as medidas que é possível prever são de três tipos fundamentais:

- i) reforço das medidas de monitorização, deixando para a fase de obra a eventual proposta de outras medidas (categorias de risco iguais ou superiores a 2);
- ii) indicação da necessidade de obras de consolidação e/ou reforço (categorias de risco iguais ou superiores a 3);
- iii) indicação da necessidade de alteração da própria solução adoptada para a execução da escavação (categorias de risco iguais ou superiores a 3).

Em qualquer caso os resultados da avaliação de risco devem ser ponderados no estabelecimento de limites de atenção e alerta dos sistemas de observação, uma vez que permitem relacionar a evolução dos valores das grandezas monitorizadas em obra com o nível de risco que lhes está associado. Tal facto permite não só analisar previamente cenários de evolução pessimistas, como desde logo preconizar contra medidas, a adoptar na eventualidade desses cenários se confirmarem em fase de obra. Resulta assim extremamente útil a actualização da avaliação de risco em função dos resultados da observação da obra, permitindo a todo o tempo a adopção de medidas correctivas.

5 – DETERMINAÇÃO DO RISCO DE DANO EM EDIFÍCIOS

Para ilustrar a aplicação do método de avaliação de risco descrito apresentam-se em Anexo alguns exemplos, que ilustram apenas o tipo de cálculos a efectuar em Fase 2 (edifícios no interior da faixa de controlo). Os exemplos apresentados, embora virtuais, são adaptações de alguns cálculos deste tipo, efectuados para a avaliação de risco das edificações afectadas pela construção de uma estação de metropolitano, numa cidade da Europa.

O primeiro exemplo (Anexo – Exemplo 1) trata o caso de um edifício ($H = 14$ m; $L = 26,4$ m) afectado pela construção de um túnel com cerca de 6 m de diâmetro ($D = 6$ m). A profundidade do plano de fundação é de cerca de 2 m ($z = 2$ m). O edifício apresenta uma estrutura em paredes resistentes de alvenaria de pedra, fundadas sobre sapatas corridas. O respectivo índice de vulnerabilidade (I_V) foi calculado recorrendo ao procedimento empírico proposto pela Geodata (2000).

O segundo exemplo (Anexo – Exemplo 2) trata o caso de um edifício ($H = 12$ m; $L = 20$ m) afectado por uma escavação entre paredes com cerca de 12 m de largura ($B = 12$ m). A altura da escavação ao plano de fundação é de cerca de 18 m ($H_e = 18,2$ m). O edifício apresenta uma estrutura em paredes resistentes de alvenaria de pedra, fundadas sobre sapatas corridas. O respectivo índice de vulnerabilidade (I_V) foi mais uma vez calculado recorrendo ao procedimento empírico proposto pela Geodata (2000).

No terceiro e último exemplo (Anexo – Exemplo 3) trata-se o caso de um edifício ($H = 20$ m; $L = 14$ m) na vizinhança de uma escavação entre paredes com cerca de 6 m de largura ($B = 6$ m). A altura da escavação ao plano de fundação é de cerca de 7,5 m ($H_e = 7,5$ m). O edifício apresenta mais uma vez uma estrutura em paredes resistentes de alvenaria de pedra, fundadas sobre sapatas corridas e um valor de I_V igual a 49.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentou-se o método de Avaliação de Risco de Dano em Edifícios desenvolvido por Burland. Inicialmente descreveram-se os métodos disponíveis para estimar os movimentos superficiais induzidos por escavações e o método de cálculo dos correspondentes efeitos sobre o património edificado existente. De seguida, apresentou-se a metodologia de avaliação de risco que se ilustrou à custa de alguns exemplos.

Conseguiu-se assim, estabelecer um procedimento, sistemático e simplificado, de avaliação de risco de dano em edifícios, afectados pela construção de escavações na sua proximidade.

Este procedimento, criteriosamente aplicado, permite tratar de forma racional o problema da avaliação das consequências sobre o edificado de intervenções no subsolo. O seu resultado fundamental é o de distinguir de forma explícita os casos em que o risco de dano é maior, e assim apoiar a decisão de adoptar medidas correctivas, selectivas e adaptadas a cada uma das estruturas afectadas. Uma primeira aproximação a este resultado pode ser obtida desde logo na fase de projecto, o que se traduz numa dupla vantagem: por um lado centrar a atenção de todos os intervenientes nas zonas potencialmente mais problemáticas, por outro, adoptar planos de instrumentação e observação canalizando recursos para essas zonas.

Acresce, que os resultados da avaliação de risco podem, e devem, ser ponderados para estabelecer limites de atenção e alerta dos sistemas de observação. Efectivamente, eles permitem relacionar a evolução dos valores das grandezas monitorizadas em obra com os níveis de risco que lhes são inerentes. Assim, é não só possível analisar previamente cenários de evolução pessimistas, mas também pre-conizar, desde logo, contra medidas, a adoptar na eventualidade desses cenários se confirmarem em fase de obra. Conclui-se que a actualização da avaliação de risco em função dos resultados da observação da obra se revela fundamental, para que, em tempo, se adoptem eventuais medidas correctivas.

Do exposto a Avaliação de Risco de Dano em Edifícios afigura constituir-se uma importante ferramenta de apoio à decisão na realização de obras subterrâneas, designadamente as de grande dimensão interessando meios urbanos.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bowles, J. E. (1990). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill: International Student Edition, pp. 803-806.
- Burland, J. B. (1997). *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation*. Balkema: Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.), pp. 1189-1201.
- Burland, J. B.; Broms, B. B.; de Mello, V. F. (1977). *Behaviour of foundations and structures*. State of-the-art report, Proc. of the 9th ICSMFE, State of-the-art Volume, pp. 495-546, Tokyo.
- Burland, J. B.; Wroth, C. P. (1974). *Settlement of buildings and associated damage*. Proc. of the Conf. on Settlement of Structures, Review Paper: Session V, pp. 611-654, Cambridge.
- Geodata (2000). *Metro do Porto. Sistema de metro ligeiro da área metropolitana do Porto. Linhas C, S e J. Interpretação dos resultados do levantamento estrutural e avaliação preliminar do risco. Memória metodológica para a avaliação do risco das edificações ao longo do traçado*. Normetro - Transmetro, Relatório Técnico ref^a 3/06/C/DE/00.00/220/TM/RT/178702/A/01.
- Hsieh, P.; Ou, C. (1998). *Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, pp. 1014-1017.
- Peck, R. B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proc. of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of-the-art Volume, State of-the-art report, pp. 225-290, México.
- Rankin, W. J. (1988). *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Eng. Geol. of Underground Movements, pp. 79-92.

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE (I_v)

EDIFÍCIO Exemplo 1

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA	Pág.
CÁLCULO DO ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SEGUNDO O PROCEDIMENTO EMPÍRICO DA GEODATA (2000)	1/2

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO IMÓVEL

Valor máximo: 25	Característica	Índice		Escolha	
	Elementos verticais resistentes				
	1 - Alvenaria	6		1	
	2 - Estrutura metálica	0			
	3 - Betão armado	3			
	4 - Misto (alvenaria)	4			
	Separação dos pisos				
	1 - Estrutura de madeira	6		1	
2 - Laje em betão armado	0				
3 - Laje em betão armado executada sob pavimento original em madeira	4				
4 - Ausente (piso térreo)	8				
Fundações – fonte de informação					
1 - Directa (desenhos de projecto, construtor)	0				
2 - Indirecta (proprietário, inquilino, pessoal administrativo, por semelhança com estrutura conhecida, por estimativa)	3		1		
Intervenções de reestruturação					
1 - Não há conhecimento	2		1		
2 - Abertura/aumento de vão nas fachadas (ou paredes resistentes)	6				
3 - Ampliação/alteração mantendo o sistema construtivo	0				
4 - Ampliação/alteração melhorando o sistema construtivo	3				
5 - Consolidação (da estrutura portante ou das fundações)	6				
6 - Remodelação da fachada	3				
7 - Pequenas obras interiores	0				
Estado da intervenção⁽¹⁾					
1 - Já realizada ou em curso	1	0	1		
2 - Em projecto ou projecto em apreciação	0	1			
Número de caves do edifício					
1 - Não há	0				
2 - Um ou mais pisos enterrados	2		1		
		Total parcial		19	

⁽¹⁾ Coeficientes de multiplicação para a correcção do peso das intervenções

ORIENTAÇÃO E POSIÇÃO DO IMÓVEL

Valor máximo: 25	Posição relativa⁽²⁾	Índice		Escolha	
	Túnel	T ou E		E	
	$x/D < 1$	1		1	
	$1 < x/D < 3$	0,5			
	$x/D > 3$	0			
	Escavação				
$x/H < 0,6$	1				
$0,6 < x/H < 2$	0,5				
$x/H > 2$	0				
Orientação	$L_1 / L_2 < 0,5$	CP	LP	CP	LP
	$0,5 < L_1 / L_2 < 2$	5	10	1	1
	$L_1 / L_2 > 2$	6	6		
		10	5		
Agrupamento do edifício (só para $x/D < 2$ ou $x/H < 1$)					
1 - Edifício isolado - tipo A ($L_1, L_2 < 2D$ ou $< H$) ⁽³⁾	15		1		
2 - Edifício isolado - tipo B ($L_1, L_2 > 2D$ ou $> H$)	5				
3 - Edifício isolado - tipo C ($L_1 < 2D$ ou $< H; L_2 > 2D$ ou $> H$)	10				
4 - Edifício isolado - tipo D ($L_1 > 2D$ ou $> H; L_2 < 2D$ ou $< H$)	10				
5 - Edifício em grupo paralelo ao eixo do túnel ou à face da escavação	0	7			
6 - Edifício em grupo perpendicular ao eixo do túnel ou à face da escavação	7	0			
		Total parcial		20	25

⁽¹⁾ Coeficientes de multiplicação de Orientação e Agrupamento⁽²⁾ Inclui também as casas de extremidade do grupo 6

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA	Pág.
CÁLCULO DO ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SEGUNDO O PROCEDIMENTO EMPÍRICO DA GEODATA (2000)	2/2

FUNCIONALIDADE DO IMÓVEL

	Característica	Índice	Escolha
Valor máximo: 10	Utilização do imóvel		
	1 - Edifício muito sensível (hospital, clínica, indústria/oficina com instrumentação sensível, etc)	10	
	2 - Edifício de sensibilidade normal (estabelecimento comercial, habitação, hotel pensão, consultórios médicos, arrecadações englobadas nas fracções de habitação, igreja, oficina sem instrumentação sensível)	5	1
	3 - Edifício de sensibilidade reduzida (arrecadações constituindo fracções independentes, parque de estacionamento)	0	
	Total parcial		5

ASPECTO ESTÉTICO DO IMÓVEL

	Característica	Índice	Escolha
Valor máximo: 20	Vínculo histórico-artístico		
	1 - Não	0	
	2 - Sim	12	1
	Divisórias		
	1 - Tabique em madeira revestido a argamassa	4	1
	2 - Tabique em madeira sem reboco (ou "em madeira")	2	
	3 - Alvenaria de tijolos	4	
	4 - Em gesso (ou gesso cartonado)	2	
	5 - Em alumínio + vidro (ou platex ou madeira)	1	
	6 - Outros	0	
	Revestimento do alçado		
	1 - Azulejo artístico decorativo	4	1
	2 - Material cerâmico vulgar	2	
3 - Reboco (pintado ou carapinhado)	3		
4 - Outro	1		
	Total parcial		20

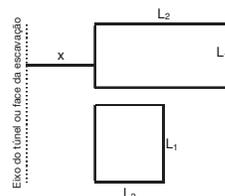
CONSERVAÇÃO DO IMÓVEL

	Característica	Índice	Escolha
Valor máximo: 20	Estado de conservação		
	1 - Bom	0	
	2 - Razoável	4	1
	3 - Mau	8	
	Sinais de assentamento nas imediações do edifício		
	1 - Sim	4	
	2 - Não	0	1
	Fissuras e rachadas nos alçados		
	1 - Rachadelas	8	
2 - Fissuras	5	1	
3 - Fissuras ligeiras	3		
	Total parcial		9

Índice de vulnerabilidade a longo prazo: 78
Índice de vulnerabilidade a curto prazo: 73

Legenda:

L₁ - dimensão medida na direcção paralela ao traçado
L₂ - dimensão medida na direcção perpendicular ao traçado
CP - condição de curto prazo
LP - condição de longo prazo
x - distância do edifício ao eixo do túnel ou à face da escavação
D - diâmetro do túnel
H - altura da escavação



ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA

Obra -
Edifício -
Curva Base -

Exemplo 1
Túnel

1 - DADOS RELATIVOS AO TÚNEL

D = 6 m
H = 8 m
B = 0 m

2 - DADOS DA CURVA DE SUBSIDÊNCIA

a = 0.50 %
A = 0.120 m²
Tipo: **Gauss**
K = 0.5
f = 1.00

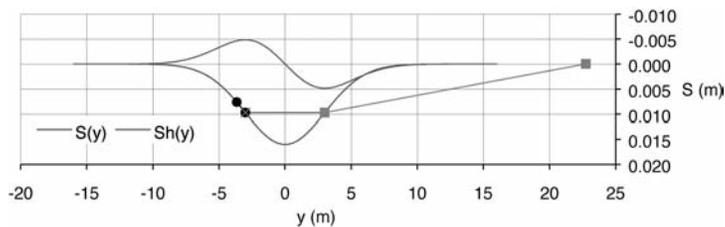
3 - DADOS RELATIVOS AO EDIFÍCIO

H = 14 m
L = 26.4 m
z = 2.00 m
E/G = 2.60
I = 228.67 m⁴/m
y₁ = -3.65 m
y₂ = 22.75 m
I_v = 78

4 - DEFINIÇÃO DA CURVA DE SUBSIDÊNCIA

S_{máx} = 0.016012 m
i = 3.000

v = 0.30



5 - CÁLCULO DE EXTENSÕES

Troço	1	2	3
L	0.650	6.00	19.75
Δ	0.00001	-0.00630	0.00681
Δ/L	0.00181%	-0.10500%	0.03447%
ϵ_b	0.03218%	-0.16186%	0.02459%
	Tracção	Compressão	Tracção
I	914.67	228.67	914.67
ϵ_b	0.00006%	0.06612%	0.03317%
ϵ_d	0.00181%	0.10028%	0.03057%
$\epsilon_{b,t}$	0.0322%	-0.0957%	0.0578%
$\epsilon_{d,t}$	0.03225%	0.08870%	0.04310%
$\epsilon_{máx}$	0.0323%	0.0887%	0.0578%

tracção (+)
compressão (-)

$\epsilon_{lim} = 0.089\%$

$\epsilon_{lim, cor} = 0.155\%$

Tipo de dano: **Médio**

F_R = 1.75

Categoria de risco: **3**

- **Estético/Funcional**

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE (I_v)

EDIFÍCIO Exemplo 2

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA	Pág.
CÁLCULO DO ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SEGUNDO O PROCEDIMENTO EMPÍRICO DA GEODATA (2000)	1/2

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO IMÓVEL

	Característica	Índice		Escolha	
	Valor máximo: 25	Elementos verticais resistentes			
1 - Alvenaria			6		1
2 - Estrutura metálica			0		
3 - Betão armado			3		
4 - Misto (alvenaria)			4		
Separação dos pisos					
1 - Estrutura de madeira			6		1
2 - Laje em betão armado		0			
3 - Laje em betão armado executada sob pavimento original em madeira		4			
4 - Ausente (piso térreo)		8			
Fundações – fonte de informação					
1 - Directa (desenhos de projecto, construtor)		0			
2 - Indirecta (proprietário, inquilino, pessoal administrativo, por semelhança com estrutura conhecida, por estimativa)		3		1	
Intervenções de reestruturação					
1 - Não há conhecimento		2			
2 - Abertura/aumento de vão nas fachadas (ou paredes resistentes)		6			
3 - Ampliação/alteração mantendo o sistema construtivo		0			
4 - Ampliação/alteração melhorando o sistema construtivo		3	6		1
5 - Consolidação (da estrutura portante ou das fundações)					
6 - Remodelação da fachada		3			
7 - Pequenas obras interiores		0			
Estado da intervenção⁽¹⁾					
1 - Já realizada ou em curso		1	0		1
2 - Em projecto ou projecto em apreciação		0	1		
Número de caves do edifício					
1 - Não há		0			
2 - Um ou mais pisos enterrados		2			1
	Total parcial				20

⁽¹⁾ Coeficientes de multiplicação para a correcção do peso das intervenções

ORIENTAÇÃO E POSIÇÃO DO IMÓVEL

	Posição relativa ⁽²⁾	Índice		Escolha	
	Valor máximo: 25	Túnel	T ou E		E
$x/D < 1$		1		1	
$1 < x/D < 3$		0,5			
$x/D > 3$		0			
Escavação		$x/H < 0,6$			
		$0,6 < x/H < 2$			
		$x/H > 2$			
Orientação		CP	LP	CP	LP
	$L_1 / L_2 < 0,5$	5	10	1	1
	$0,5 < L_1 / L_2 < 2$	6	6		
	$L_1 / L_2 > 2$	10	5		
Agrupamento do edifício (só para $x/D < 2$ ou $x/H < 1$)					
1 - Edifício isolado - tipo A ($L_1, L_2 < 2D$ ou $< H$) ⁽³⁾		15		1	
2 - Edifício isolado - tipo B ($L_1, L_2 > 2D$ ou $> H$)		5			
3 - Edifício isolado - tipo C ($L_1 < 2D$ ou $< H$; $L_2 > 2D$ ou $> H$)		10			
4 - Edifício isolado - tipo D ($L_1 > 2D$ ou $> H$; $L_2 < 2D$ ou $< H$)		10			
5 - Edifício em grupo paralelo ao eixo do túnel ou à face da escavação		0	7		
6 - Edifício em grupo perpendicular ao eixo do túnel ou à face da escavação		7	0		
	Total parcial			20	25

⁽¹⁾ Coeficientes de multiplicação de Orientação e Agrupamento

⁽²⁾ Inclui também as casas de extremidade do grupo 6

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA	Pág.
CÁLCULO DO ÍNDICE DE VULNERABILIDADE SEGUNDO O PROCEDIMENTO EMPÍRICO DA GEODATA (2000)	2/2

FUNCIONALIDADE DO IMÓVEL

Valor máximo: 10	Característica	Índice	Escolha
	Utilização do imóvel		
	1 - Edifício muito sensível (hospital, clínica, indústria/oficina com instrumentação sensível, etc)	10	
	2 - Edifício de sensibilidade normal (estabelecimento comercial, habitação, hotel pensão, consultórios médicos, arrecadações englobadas nas fracções de habitação, igreja, oficina sem instrumentação sensível)	5	1
	3 - Edifício de sensibilidade reduzida (arrecadações constituindo fracções independentes, parque de estacionamento)	0	
	Total parcial		5

ASPECTO ESTÉTICO DO IMÓVEL

Valor máximo: 20	Característica	Índice	Escolha
	Vínculo histórico-artístico		
	1 - Não	0	1
	2 - Sim	12	
	Divisórias		
	1 - Tabique em madeira revestido a argamassa	4	1
	2 - Tabique em madeira sem reboco (ou "em madeira")	2	
	3 - Alvenaria de tijolos	4	
	4 - Em gesso (ou gesso cartonado)	2	
	5 - Em alumínio + vidro (ou platex ou madeira)	1	
	6 - Outros	0	
	Revestimento do alçado		
	1 - Azulejo artístico decorativo	4	
	2 - Material cerâmico vulgar	2	
3 - Reboco (pintado ou carapinhado)	3	1	
4 - Outro	1		
	Total parcial		7

CONSERVAÇÃO DO IMÓVEL

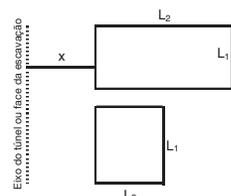
Valor máximo: 20	Característica	Índice	Escolha
	Estado de conservação		
	1 - Bom	0	
	2 - Razoável	4	1
	3 - Mau	8	
	Sinais de assentamento nas imediações do edifício		
	1 - Sim	4	
	2 - Não	0	1
	Fissuras e rachadas nos alçados		
	1 - Rachadelas	8	1
	2 - Fissuras	5	
3 - Fissuras ligeiras	3		
	Total parcial		12

Índice de vulnerabilidade a longo prazo: 69

Índice de vulnerabilidade a curto prazo: 64

Legenda:

L₁ - dimensão medida na direcção paralela ao traçado
L₂ - dimensão medida na direcção perpendicular ao traçado
CP - condição de curto prazo
LP - condição de longo prazo
x - distância do edifício ao eixo do túnel ou à face da escavação
D - diâmetro do túnel
H - altura da escavação



ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA

Obra -

Edifício -

Curva Base -

Exemplo 2

Tímpano

1 - DADOS RELATIVOS À PAREDE

1.1 Geometria

He =	18.2 m
Hp =	m
B =	12 m
ϕ' =	0°
H _b =	12.00 m
D =	30.20 m

1.2 Curva de deslocamentos inicial

Sh ₁ =	0.002 m
Ac ₁ =	0.030 m ²

1.3 Curva de deslocamentos final

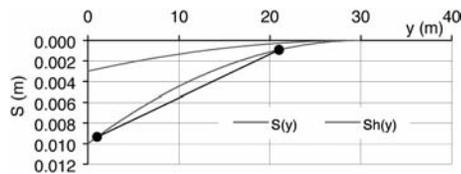
Sh ₂ =	0.003 m
A _T =	0.076 m ²
Ac ₂ =	0.045 m ²
A _S =	0.031 m ²

2 - DADOS RELATIVOS AO EDIFÍCIO

H =	12 m
L =	20 m
E/G =	2.60
I =	144.00 m ⁴ /m
y ₁ =	1.00 m
y ₂ =	21.00m
Iv =	69

3 - DEFINIÇÃO DA CURVA DE SUBSIDÊNCIA

A _c =	0.05 m ²
Tipo =	Tímpano
S _{h,máx} =	0.003 m
S _{máx} =	0.010 m
i =	NE
v =	0.30



4 - CÁLCULO DE EXTENSÕES

Troço	1	2	3
L	20.000	NE	NE
Δ	0.00110	NE	NE
Δ/L	0.00548%	NE	NE
ϵ_b	0.01263%	NE	NE
	Tracção	NE	NE
I	576.00	NE	NE
ϵ_b	0.00597%	NE	NE
ϵ_d	0.00465%	NE	NE
$\epsilon_{b,d}$	0.0186%	NE	NE
$\epsilon_{d,d}$	0.01386%	NE	NE
$\epsilon_{máx}$	0.0186%	NE	NE

tracção (+)
compressão (-)

$\epsilon_{lim} = 0.019\%$

$\epsilon_{lim,cor} = 0.033\%$

Tipo de dano: **Irrelevante (não visível)**

$F_R = 1.75$

Categoria de risco: **0**

– **Estético**

ESTAÇÃO DE METROPOLITANO EUROPA

Obra -
Edifício -
Curva Base -

Exemplo 3
Concâva

1 - DADOS RELATIVOS À PAREDE

1.1 Geometria

He =	7.5 m
Hp =	m
B =	6 m
ϕ' =	32°
Hb =	5.41 m
D =	7.16 m

1.2 Curva de deslocamentos inicial

Sh ₁ =	0.002 m
Ac ₁ =	0.020 m ²

1.3 Curva de deslocamentos final

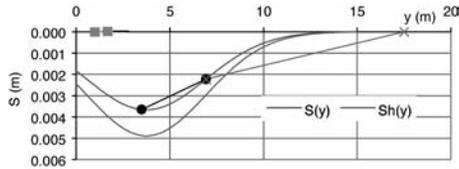
Sh ₂ =	0.005 m
Ar =	0.080 m ²
Ac ₂ =	0.030 m ²
As =	0.050 m ²

2 - DADOS RELATIVOS AO EDIFÍCIO

H =	20 m
L =	14 m
E/G =	2.60
I =	666.67 m ⁴ /m
y ₁ =	3.50 m
y ₂ =	17.50 m
Iv =	49

3 - DEFINIÇÃO DA CURVA DE SUBSIDÊNCIA

A _c =	0.03 m ²
Tipo =	Concâva
S _{h,máx} =	0.005 m
S _{máx} =	0.004 m
i =	3.185
v =	0.30



4 - CÁLCULO DE EXTENSÕES

Troço	1	2	3
L	3.435	10.57	NE
Δ	-0.00036	0.00109	NE
Δ/L	-0.01062%	0.01036%	NE
ϵ_b	0.05558%	0.02807%	NE
I	666.67	2666.67	NE
ϵ_b	0.00278%	0.00414%	NE
ϵ_d	0.01054%	0.01018%	NE
$\epsilon_{b,t}$	0.0584%	0.0322%	NE
$\epsilon_{d,t}$	0.05708%	0.03072%	NE
$\epsilon_{máx}$	0.0584%	0.0322%	NE

tração (+)
compressão (-)

$\epsilon_{lim} = 0.058\%$

$\epsilon_{lim, cor} = 0.088\%$

Tipo de dano: **Ligeiro**

$F_R = 1.50$

Categoria de risco: **2**

- **Estético**

PRESSIÓMETROS DE MÉNARD E AUTOPERFURADOR DE CAMBRIDGE: CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS MECÂNICOS EM SOLOS ARGILOSOS MIOCÊNICOS DE LISBOA

Ménard and Cambridge selfboring pressuremeters: correlations between mechanical parameters in Lisbon Miocene clayey soils

António G. F. de Sousa Coutinho*

Marco A. Ludovico Marques**

RESUMO – Este artigo apresenta uma caracterização mecânica de argilas sobreconsolidadas miocénicas do solo de Lisboa, realizada por meio de ensaios pressiométricos. Estes ensaios foram executados no âmbito do alargamento da rede de Metropolitano de Lisboa. Os ensaios foram realizados com um pressiómetro de Ménard e um pressiómetro autoperfurador de Cambridge, ambos com capacidade para aplicar pressões de 10 MPa. Os resultados principais são apresentados neste artigo. De entre os resultados obtidos, calculou-se o coeficiente de impulso em repouso, bem como as leis de crescimento em profundidade de parâmetros de deformabilidade e de resistência. Por fim, estabeleceu-se uma correlação entre a pressão limite Ménard e a resistência ao corte não drenado. Verificou-se que as correlações habituais publicadas na literatura entre estes dois parâmetros subestimam a resistência ao corte não drenado. Contudo, algumas dessas correlações foram estabelecidas com base em ensaios cuja pressão limite era pelo menos 2 a 3 vezes mais pequena do que as obtidas no presente estudo.

SYNOPSIS – This paper presents a mechanical characterization of Miocene overconsolidated clays of the Lisbon subsoil, carried out by pressuremeter tests. These tests were run in the scope of the enlargement of the Lisbon underground net. The tests were performed with a Ménard pressuremeter and a Cambridge selfboring pressuremeter, both with a pressure capacity of 10 MPa.

The main results are presented in this paper. Among the results achieved, the coefficient of earth pressure at rest was computed, as well as the increasing law with depth of deformability and resistance parameters. In the end, a correlation between the Ménard limit pressure and the undrained shear strength was established. It was found that the more common correlations between these two parameters published in the literature underestimate the undrained shear strengths. However, some of those correlations were established from tests where the limit pressures were at least 2 to 3 times smaller than those obtained in present study.

PALAVRAS CHAVE – Pressiómetros, Argilas e Calcários dos Prazeres, Caracterização mecânica.

1 – INTRODUÇÃO

Nos anos 90 do século passado, foram executados vários ensaios de laboratório e in situ sobre solos miocénicos do subsolo de Lisboa no âmbito da ampliação da rede do metropolitano de Lisboa. Entre outros ensaios in situ, foram executados ensaios pressiométricos (PMT), com

* Doutor em Engenharia Civil, Investigador Principal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, E-mail: coutinho@lnec.pt.

** Mestre em Mecânica dos Solos, Doutorando da Universidade Nova de Lisboa.

pressiómetro Ménard (MPM) e com pressiómetro autoperfurador de Cambridge (CSBP). Estes ensaios foram realizados em 3 locais:

- Na colina do Chiado, na baixa de Lisboa;
- Na estação terminal Alameda II da linha vermelha (linha da EXPO'98); e
- Na linha amarela, entre o Campo Grande e a Ameixoeira.

No total foram realizados com êxito cerca de 100 ensaios com o MPM e cerca de 70 ensaios com o CSBP. Estes ensaios foram executados em 4 unidades litostratigráficas do Miocénico de Lisboa (Argilas e Calcários dos Prazeres, Areolas da Estefânia, Argilas do Forno do Tijolo e Areias da Quinta do Bacalhau). Contudo, neste artigo apenas serão referidos os ensaios realizados nas Argilas e Calcários dos Prazeres, a unidade mais antiga das quatro. Nesta unidade foram realizados 21 ensaios com o MPM e 13 ensaios com o CSBP, a profundidades compreendidas entre os 15 e os 45 metros, na colina do Chiado e na estação da Alameda II.

O artigo desenvolve-se a partir dos resultados obtidos naqueles ensaios, com os objectivos de calcular o coeficiente de impulso em repouso K_0 , e estabelecer uma relação funcional entre a pressão limite Ménard, p_{IM} , e a resistência ao corte não drenado, c_u , determinada pelo CSBP, na unidade “Argilas e Calcários dos Prazeres”. O valor de K_0 e relação entre p_{IM} e c_u são muito úteis na prática, uma vez que os ensaios com MPM são bem mais económicos do que os ensaios com CSBP, e os primeiros são mais simples de executar do que os segundos.

Julga-se que, com este estudo, se passa a conhecer melhor as características mecânicas desta unidade litostratigráfica.

2 – BREVE DESCRIÇÃO DA GEOLOGIA DOS LOCAIS

A descrição completa da unidade “M₁ — Argilas e Calcários dos Prazeres” nos locais onde os ensaios foram executados encontra-se no trabalho de Ludovico Marques (1997), apresentando-se aqui apenas em sumário breve.

A unidade em questão é a mais antiga do Miocénico de Lisboa, pertencendo ao Aquitaniano.

Na colina do Chiado esta unidade é constituída por camadas de argilas cinzentas com fracturas, sobrejacentes a camadas de argilas siltosas a margosas cin-zentas ou esverdeadas, carbonosas, com mineralizações de pirite e a uma camada de areias monogranulares. Nesta unidade ocorrem intercalações de blocos e bancadas de calcarenitos, assim como de calcários margosos fossilíferos que evidenciam estados de fracturação F_{4.5} e F₅ (ISRM, 1981). Estes terrenos apresentam possanças da ordem dos 50 m e mesmo bastante superiores. Os registos dos ensaios SPT mostram valores de N entre 10 e 60 pancadas, incluindo ensaios em que se verificaram valores, na segunda fase, de cerca das sessenta, para perfurações da ordem dos 10 cm em argilas margosas e carbonosas, em bancadas de calcarenitos e em calcários margosos. Determinaram-se também os limites de plasticidade destes materiais, que se verificaram estar entre os 10% e os 30%. Os tarolos recolhidos permitiram a determinação de R.Q.D, segundo Deere (1967), geralmente em bancadas de calcarenitos e calcários margosos, verificando-se valores entre os 10% (argilas margosas e carbonosas) e os 75% (calcarenitos e calcários margosos fossilíferos).

Na estação da Alameda II, esta unidade apresenta-se constituída por camadas de argilas siltosas e arenosas, cinzentas e amareladas, areias argilosas, carbonosas e inter-calações de níveis de blocos de calcarenitos. Ocorrem intercalações de bancadas de calcarenitos que evidenciam estados de alteração W_{4.5}, W₃ (ISRM, 1978, 1981), e de fracturação F_{4.5} e F₅ (ISRM, 1981). Estes terrenos

apresentam possanças da ordem dos 50 m e mesmo bastante superiores, assim como estratos com pendor para leste. Os registos dos ensaios SPT exibem valores de N da ordem das sessenta pancadas, em argilas margosas e carbonosas, em bancadas de calcarenitos e em calcários margosos.

Estes materiais geotécnicos estão na fronteira entre os solos rijos e as rochas brandas.

3 – CONFIGURAÇÃO DOS PRESSIÓMETROS

Um modelo digital do CSBP (Mark IXd), com seis braços de deslocamento, e capacidade para aplicar pressões de 10 MPa, foi utilizado pela primeira vez em Portugal na execução de ensaios em solos miocénicos no local do então futuro túnel do Grilo, da Circular Regional Interna de Lisboa (Sousa Coutinho et al., 1996). Neste local, o pressiómetro foi utilizado inicialmente na sua configuração clássica, mas cedo se tornou evidente que a configuração referente a rochas brandas deveria ser utilizada. Nesta configuração, utiliza-se uma membrana de borracha reforçada, e um *rock roller bit* com 73 mm de diâmetro, ou mesmo com 82,5 mm, para areias compactas ou cimentadas. Mais tarde, foram executados ensaios na colina do Chiado e na estação da Alameda II. Contudo, no primeiro desses locais, verificou-se que o recurso à configuração de rochas brandas não assegurava o sucesso dos ensaios, quando era necessário perfurar blocos de calcarenito. Como os blocos bloqueavam o *roller bit*, não era possível autoperfurar até à profundidade desejada. Foi então adoptada uma nova estratégia.

Quando não havia sondagens disponíveis, ou quaisquer outros elementos que permitissem a identificação da profundidade e da espessura dessas bancadas de calcarenito em detalhe, executavam-se dois furos utilizando técnicas destrutivas sem amostragem. O primeiro furo fornecia dados geológicos, aproveitando-se para executar ensaios com o MPM. O segundo furo foi utilizado para executar ensaios com o CSBP. O pressiómetro era colocado no fundo do furo, cerca de 1,5 m acima das profundidades às quais se pretendia realizar os ensaios, profundidades que eram alcançadas por autoperfuração, com uma garantia praticamente total de intersecções indesejáveis de blocos e bancadas de calcarenitos.

O modelo de MPM utilizado era um GA/GC fabricado pela firma APAGEO, com capacidade para aplicar pressões de 10 MPa. A unidade de controlo de pressões e volumes tinha uma unidade de aquisição automática (SPAD, em francês). A célula de 60 mm de diâmetro foi utilizada em primeiro lugar. Apesar do tipo de membrana utilizada ser o tipo de maior resistência e ainda ser protegida por uma camisa de tiras metálicas (designada por lanterna chinesa na literatura inglesa), ocorreram vários rebentamentos de membranas. Foi assim necessário mudar para a célula de 44 mm de diâmetro com protecção de um tubo ranhurado em aço. Faz-se notar que este tubo NÃO é uma lanterna chinesa; é um tubo de elevada rigidez e resistência que foi originalmente concebido para permitir cravar a célula pressiométrica em formações cujos furos não eram auto-sustentados, como as areias compactas submersas. Só deve ser utilizado em formações muito rijas, ou com blocos (“boulders”), e nunca em formações brandas, como lodos ou areias soltas, onde, se houver necessidade, a protecção deverá ser feita por uma lanterna chinesa.

As cavidades para os ensaios foram executadas por *rock roller bits* com 62,5 mm de diâmetro para as células com 60 mm, e por *rock roller bits* com 60,3 mm para a segunda das configurações, que tem um diâmetro exterior de 56 mm.

4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS

4.1 – Ensaios com MPM

No quadro 1 apresentam-se os resultados dos 21 ensaios com MPM. A interpretação foi executada de acordo com a norma francesa NF P94—110 de 21 de Julho de 1991.

Quadro 1 – Resultados dos ensaios com MPM

z (m)	E_M (MPa)	p₁ (kPa)
16.6	64	4770
18.5	67	3520
19.5	77	5920
20.5	55	6000
22.5	71	4210
22.5	91	5170
26.0	73	5220
28.0	43	4380
30.5	37	7000
31.0	63	5270
32.0	150	7620
32.5	96	8950
33.0	110	6490
34.5	150	7220
35.0	170	10210
36.5	160	8850
37.0	130	9420
38.5	120	9920
39.0	200	8720
42.5	120	12530
44.5	130	9090

4.2 – Ensaio com CSBP

O quadro 2 apresenta os resultados dos 13 ensaios executados com CSBP. Como o CSBP foi preparado para solos rijos (configuração de rochas brandas) foi inevitável a ocorrência de uma certa sobre-escavação originada pela furação. Contudo, esta foi de apenas 0,8% da extensão da cavidade. Os efeitos desta sobre-escavação são discutidos em detalhe por Sousa Coutinho (1996).

Os valores de σ_{ho} foram determinados com base no método de Marsland e Randolph (Hawkins et al., 1990).

Os valores de G_{ur0} foram calculados a partir de um ciclo de descarga/recarga executado logo no início do ensaio, tipicamente para expansões das cavidades inferiores a 0,7%. Estes valores podem ser assimilados aos módulos iniciais, G_i , uma vez que são calculados para uma expansão mínima da cavidade.

Os valores de c_u foram calculados a partir da expressão de Gibson e Anderson (1961),

$$c_u = \frac{d p}{d \ln(\Delta V/V)} \quad (1)$$

considerando as pressões tipicamente acima dos 6% de expansão da cavidade. Apesar das argilas rijas serem materiais com amolecimento, e a teoria de Gibson e Anderson ser estritamente aplicável a materiais elásticos lineares – plásticos perfeitos, faz-se notar que no domínio das grandes deformações as tensões de corte tendem para um valor constante e tendem a ser independentes da perturbação do solo resultante da instalação do pressiómetro.

A pressão limite foi determinada a partir da expressão de Ménard (1957) para a pressão limite teórica, ou seja, quando a expansão da cavidade é infinita:

$$p_l = \sigma_{h0} + c_u \times [1 + \ln(G/c_u)] \quad (2)$$

Quadro 2 – Resultados dos ensaios com CSBP

z (m)	σ_{h0} (kPa)	G_{ur0} (MPa)	c_u (kPa)	p_l (kPa)
16.5	345	182	944	6260
18.5	211	273	611	4550
20.1	303	(402)	1286	8980
21.4	268	246	1050	7050
25.0	296	(592)	1367	9960
25.5	390	302	1001	7110
26.0	323	235	1177	7730
29.0	345	(128)	1378	7970
29.0	496	279	1008	7170
29.5	326	229	1035	6950
35.0	597	278	1117	7880
36.0	519	393	1630	11090
40.1	512	338	2236	13970

5 – INTERPRETAÇÃO

5.1 – Tipo de solos

O quadro 3 apresenta alguns valores estatísticos da relação E_M/p_l obtida nos ensaios MPM. A comparação entre estes valores e os indicados por Ménard e Rousseau (1962) mostram que os solos são sobreconsolidados, tal como se previa. Os solos na colina do Chiado são claramente argilosos, mas na Alameda II aparentam ser um pouco mais siltosos ou então um pouco menos sobreconsolidados do que os da colina do Chiado. Um estudo conduzido por Marques et al. (1996) concluiu, porém, que os solos da Alameda II eram do tipo CL. No entanto, faz-se notar que os solos nestas unidades miocénicas de Lisboa apresentam frequentemente *facies* muito diferentes de um ponto para outro, mesmo a distâncias relativamente pequenas entre eles.

Quadro 3 – Valores estatísticos da relação E_M/p_l

Local	n	X_m	s	VC (%)
Chiado	8	16	4.3	27
Alameda	13	14	4.6	33
Ambos	21	15	4.5	30

5.2 – Determinação de K_0

Com base nos valores da tensão total horizontal em repouso determinados pelo CSBP, pode calcular-se o valor de K_0 , desde que os pesos volúmicos dos solos subjacentes, bem como a posição do nível freático, sejam conhecidos. Ensaio executados em amostras indeformadas mostraram que o peso volúmico médio dos solos era de 20 kN/m³. Não foram detectados níveis freáticos nos furos, embora o estudo realizado por Marques et al. (1996) concluísse que as argilas estavam praticamente saturadas.

Na figura 1 ilustra-se a distribuição em profundidade de σ'_{h0} . Admitindo uma lei rectilínea, obtém-se $\sigma'_{h0} = 14z$. Considerando $\sigma'_{v0} = 20z$, resulta $K_0 = 0,7$.

O valor obtido para K_0 está em consonância com o determinado em câmaras triaxiais em ensaios realizados no LNEC sobre amostras indeformadas.

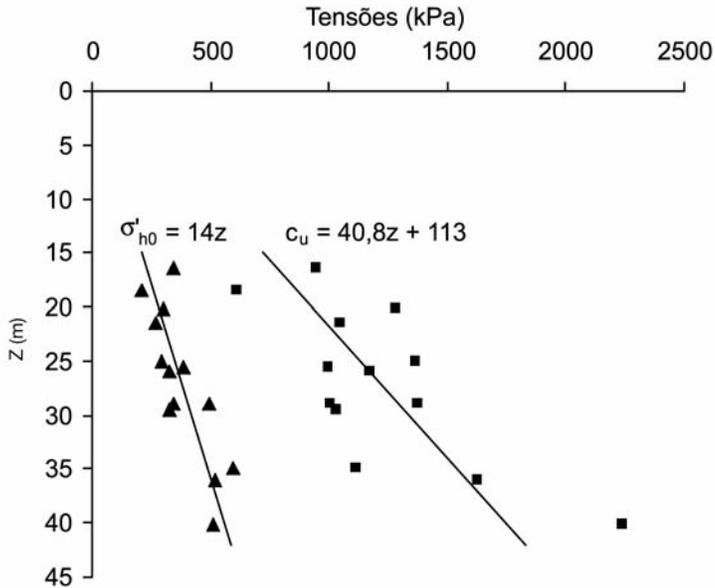


Fig. 1 – Tensões horizontais de repouso e tensões de corte não drenadas.

5.3 – Resistências ao corte não drenado

Com base nos resultados dos ensaios com CSBP, pode determinar-se a lei de crescimento em profundidade de c_u , como se mostra na figura 1. É ainda possível calcular o quociente entre o módulo de Young não drenado E_u e a resistência ao corte não drenado c_u , uma vez que $E_u = 3 \times G_u$. O quadro 4 apresenta os valores estatísticos principais. Note-se que o intervalo de valores está de acordo com os valores encontrados na literatura.

Quadro 4 – Principais estatísticas da relação E_u/c_u

Min	Max	X_m	s	VC (%)
280	1340	774	300	39

5.4 – Parâmetros de deformabilidade

Não é possível realizar uma comparação directa entre os valores das deformabilidades obtidas por ambos os pressiómetros. É necessário, em primeiro lugar, converter G_i em E_i ou E_M em G_M . Esta última conversão é preferível, uma vez que a expansão da cavidade depende do valor de G . Ménard converteu o G resultante da fase pseudo-elástica do ensaio num valor de E , designado por E_M , assumindo $\nu = 0,33$ para todos os solos. Consequentemente,

$$G_M = E_M/2,66 \quad (3)$$

As distribuições em profundidade de G_i e de G_M estão ilustradas na figura 2. Os valores entre parêntesis de G_{ur0} do quadro 2 foram desprezados, uma vez que tendem a distorcer a distribuição de G em profundidade.

A partir das duas equações apresentadas na figura 2, pode estabelecer-se uma relação entre G_i e G_M , assumindo vários valores para z em ambas as equações. Tendo em conta a equação (3), os valores de G_i podem ser determinados com base nos valores de E_M , segundo a equação (4):

$$G_i = 1,45 E_M + 140 \quad (15 < z < 45 \text{ m}) \quad (4)$$

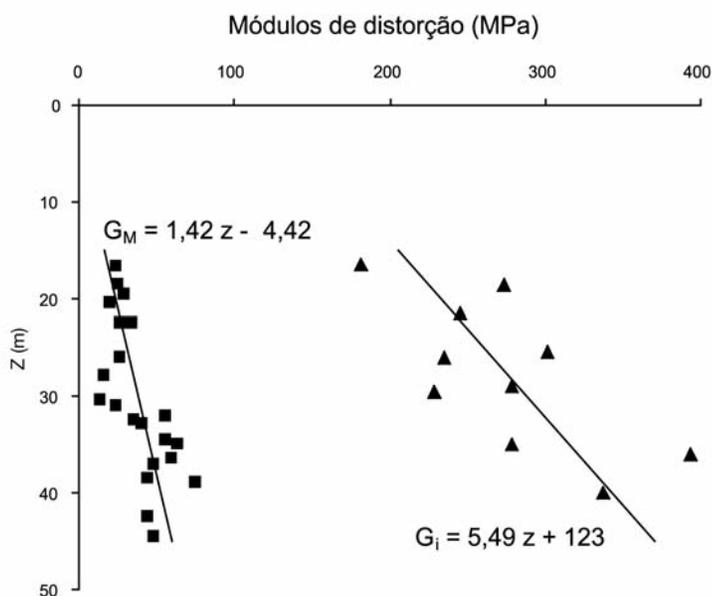


Fig. 2 – Comparação entre G_M e G_i (CSBP)

5.5 – Comparação entre as pressões limites obtidas pelos dois pressiómetros

As pressões limites obtidas por ambos os pressiómetros estão ilustradas na figura 3. Verifica-se que os valores determinados pelo CSBP são superiores aos determinados pelos MPM. Ajustando linhas rectas a ambas as distribuições de p_l , nota-se que os seus gradientes são praticamente idênticos, estando a diferença nas ordenadas na origem. Esta diferença poderá ser explicada pela definição adoptada para cada uma das pressões limites. Enquanto a pressão limite do MPM é a pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade, a pressão limite do CSBP é a pressão limite teórica, isto é, a pressão necessária para originar uma expansão infinita da cavidade.

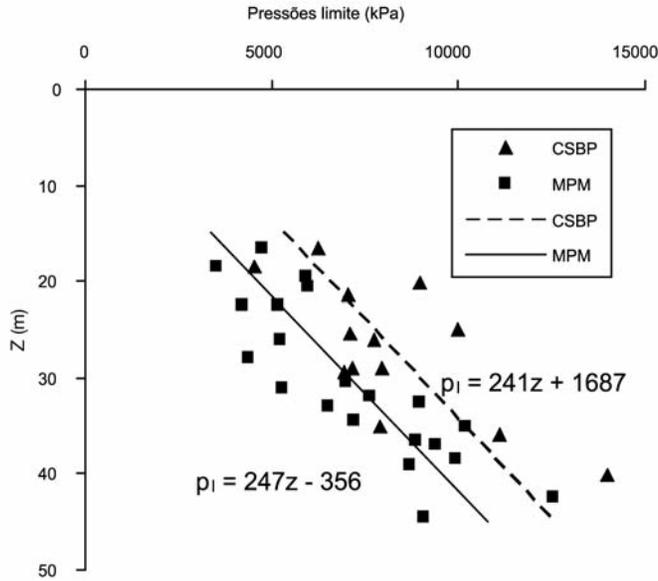


Fig. 3 – Comparação entre as pressões limite MPM e CSBP

5.6 – Relação entre p_l (MPM) e c_u (CSBP)

A relação entre as pressões limites do MPM (p_{lM}) e o parâmetro de resistência c_u do CSBP é facilmente determinada à custa das expressões já determinadas para p_l e para c_u , e dos valores de σ_{h0} . Tomando valores para essa expressão a determinadas profundidades, obtém-se:

$$c_u = \frac{p_{lM} - \sigma_{h0}}{5,7} + 175 \quad (15 < z < 45 \text{ m}) \quad (5)$$

Na literatura existem algumas propostas para relacionar p_l com c_u . Clarke (1995) compilou algumas, e comparando os resultados entre elas, e a expressão determinada neste trabalho, nota-se que todas, menos uma, conduzem a valores inferiores de c_u . A figura 4 ilustra essas relações. Faz-se notar que todas essas expressões subestimam claramente os valores de c_u obtidos directamente pelo CSBP (quadro 2). Apesar dos autores desconhcerem os dados utilizados para estabelecer a maior parte daquelas expressões, algumas delas (por exemplo, a de Amar e Jézéquel, 1972) foram estabelecidas a partir de pressões limites (MPM) claramente inferiores às obtidas neste estudo. Este facto pode explicar a razão pela qual tais relações não conseguem estimar o valor de c_u para o tipo de argila aqui tratado.

Uma nota final acerca deste assunto. De acordo com Clarke (1995), as resistências determinadas pelos CSBP são idênticas às obtidas em ensaios triaxiais em argilas rijas. Por esta razão, os valores de c_u determinados a partir da equação (5) podem ser usados como primeira aproximação num problema onde hajam sido realizados ensaios MPM nesta unidade geológica. Porém, estes valores devem ser encarados com precaução, sendo necessário executar ensaios complementares, uma vez que os resultados aqui apresentados exibem alguma dispersão.

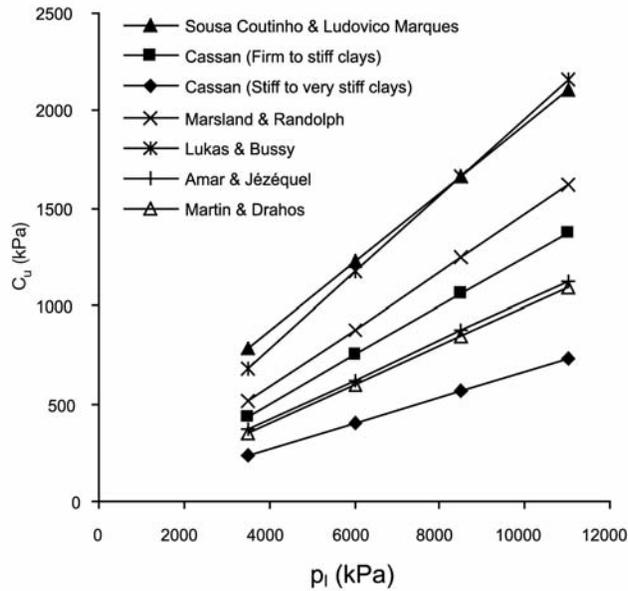


Fig. 4 – Comparação de várias relações entre p_1 (MPa) e c_u

6 – SUMÁRIO E CONCLUSÕES

Este estudo apresentou os resultados dos ensaios pressiométricos realizados na mais antiga unidade miocénica de Lisboa, “Argilas e Calcários dos Prazeres”.

Os resultados permitiram estabelecer um coeficiente de impulso em repouso, uma correlação entre o módulo Ménard (E_M) e o módulo de distorção (inicial) G_1 determinado pelos ensaios de CSBP, e uma correlação entre a pressão limite Ménard e a resistência ao corte não drenado calculada a partir dos ensaios com CSBP. Estas correlações podem ser muito úteis na prática, uma vez que permitem estimar, em primeira aproximação, o módulo de distorção não drenado, e a resistência ao corte não drenado, a partir de ensaios MPM relativamente às “Argilas e Calcários dos Prazeres”. Contudo, deve ter-se em conta que é sempre necessário executar mais ensaios para obter uma caracterização mecânica melhor, uma vez que o estudo se baseou apenas em 21 ensaios com MPM e em 13 ensaios com CSBP, e ainda que os dados apresentam alguma dispersão.

Com este estudo, julga-se ter alcançado uma melhoria no conhecimento das propriedades mecânicas das “Argilas e Calcários dos Prazeres”.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dr. Machado Leite, da Teixeira Duarte SA, pelo seu entusiasmo pelos ensaios pressiométricos, o que ajudou a resolver muitos problemas que ocorreram durante a campanha dos ensaios. Agradecem também ao Metropolitano de Lisboa pela sua amável permissão para a publicação dos resultados dos ensaios.

8 – REFERÊNCIAS

- Amar, S. e Jézéquel, J.F. (1972). Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents, comparaison des résultats. *Bull Liaison des LPC*, Paris, No. 58, pp 97-108.
- Clarke, B.G. (1995). Pressuremeters in Geotechnical Design. Blackie Academic & Professional.
- Deere, D.U. (1967). Geological considerations. *Rock Mechanics in Engineering Practice*, 1st chapter, Stagg & Zienkiewicz, London.
- Gibson, R.E. e Anderson, W.F. (1961). In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. *Civil Engineering and Public Works Review*, Vol. 56, nº 658, May, pp. 615-618.
- Hawkins, P.G., Mair, R.J., Mathieson, W.G. e Muir-Wood, D. (1990). Pressuremeter measurement of total horizontal stress in stiff clay. *Proc. 3rd Int. Sym. On Pressuremeters*, Oxford, Thomas Telford, pp. 321-330.
- ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Pergamon Press. Vol. 15, pp. 319-368.
- ISRM (1981). Basic geotechnical description of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Pergamon Press. Vol. 18, pp. 85-110.
- Ludovico Marques, M.A. (1997). *Teoria e prática do pressiómetro autoperfurador: Novos desenvolvimentos em solos rijos e rochas brandas*. Dissertação de Mestrado, UNL, Lisboa.
- Marques, F.E.R., Langton, D.D., Furtado, R.J.A. e Almeida e Sousa, J.N. (1996). Determinação das características de compressibilidade e de consolidação das "Argilas dos Prazeres". *6º Congresso Nacional de Geotecnia*, Lisboa, Vol I, pp. 179-188.
- Ménard, L. (1957). Mesures in situ des propriétés physiques des sols. *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, No.14, pp 357-377.
- Ménard, L. e Rousseau, J. (1962). L'évaluation des tassements – Tendences nouvelles. *Sols-Soils* No.1 pp 13-28.
- Sousa Coutinho, A.G.F. (1996). A utilização do pressiómetro autoperfurador. *Seminário sobre aplicação de ensaios in situ no dimensionamento de fundações*. IST, Lisboa.
- Sousa Coutinho, A.G.F., Ludovico Marques, M.A., Costa, A. e Veiga, J. (1996). *Ensaio com pressiómetros autoperfurador no local de construção do túnel do Grilo da CRIL*. Relatório, LNEC.



ISRM

WWW.ISRM2007.ORG

THE SECOND HALF CENTURY
OF ROCK MECHANICS



Organized by
Portuguese Geotechnical Society (SPG)



Co-sponsored by
Spanish Society for Rock Mechanics (SEMR)



11th ISRM CONGRESS
SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA
LNEC - Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal

Phone: + 351 21 844 33419
Fax: + 351 21 844 30 21
Email: ismr2007@lneec.pt
<http://www.isrm2007.org>

11TH CONGRESS
OF THE INTERNATIONAL
SOCIETY FOR
ROCK MECHANICS
LISBON, PORTUGAL
9 - 13 JULY 2007

Tecnasol FGE



Fundações e Geotecnia, SA

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

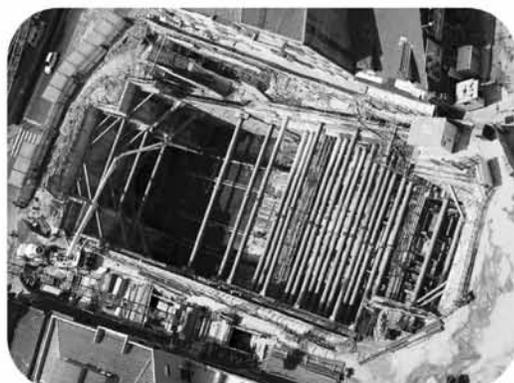


As Raízes nem sonham
até onde podemos ir

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



Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES



GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS



FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



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



Rua das Vigias - Lote 4.25.01A - Piso 1
Parque das Nações 1990 - 506 Lisboa
Tel. 218437300 - Fax 218437317
E-mail: cenorgeo@cenorgeo.pt



Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

MCSC

mlpc PORTANCIOMETRE



Rua Dr. João de Barros 13-E/G, 1500-230 LISBOA • Tel: 21 715 21 11 Fax: 21 715 04 60 • e.mail: mail@geocontrole.pt • www.geocontrole.pt

CETE
Normandie
Centre
Centre d'Études
Techniques de
L'Équipement




Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Abastecimento de Água e Saneamento Básico
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Qualidade do Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Sistemas de Informação Geográfica
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



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

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

REGIÃO NORTE
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229380421
Fax: (351) 229373648
E-mail: engico@mail.telepac.pt

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

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

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

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

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

SISTEMA INTERNACIONAL DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA*

A Generalidades

- A 1 Fundações em solos e rochas no âmbito da engenharia
- A 2 Aspectos históricos
- A 3 Classificação bibliográfica
- A 4 Livros de texto, manuais e periódicos geotécnicos
- A 5 Nomenclatura
- A 6 Empresas, Institutos e Laboratórios
- A 7 Sociedades e Reuniões
- A 8 Ética profissional. Imposições legais. Regulamentos e Normalização
- A 9 Educação

B Geologia de engenharia

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

- B 0 Generalidades
- B 1 Formação de solos e rochas
- B 2 Hidrogeologia
- B 3 Movimentos de terrenos e subsidências
- B 4 Catástrofes naturais
- B 5 Características climatológicas
- B 6 Geologia submarina
- B 7 Geologia estrutural
- B 8 Geologia extraterrestre
- B 9 Geomorfologia e Classificação de terrenos
- B 10 Mineralogia e Petrografia
- B 11 Descrições gerais de características regionais de solos e rochas

C Prospecção geotécnica

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

- C 0 Generalidades
- C 1 Prospecção aérea
- C 2 Prospecção geofísica
- C 3 Sondagens de furação
- C 4 Escavações exploratórias
- C 5 Técnicas de furação, equipamentos e registo dos resultados
- C 6 Amostragem, transporte das amostras
- C 7 Medida das condições de campo
- C 8 Ensaios de campo, excluindo ensaios para determinação das propriedades de engenharia (vejam-se os Grupos D e F)
- C 9 Relatórios de prospecções geotécnicas

D Propriedades dos solos. Determinações no laboratório e no campo

Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

- D 0 Generalidades
- D 1 Classificação e identificação
- D 2 Propriedades físico-químicas
- D 3 Composição, estrutura e densidade
- D 4 Permeabilidade e capilaridade
- D 5 Compressibilidade
- D 6 Deformação por corte e propriedade de resistência
- D 7 Propriedade dinâmicas
- D 8 Propriedades térmicas
- D 9 Compactabilidade
- D 10 Propriedades de misturas solo-aditivo

E Análise de problemas de engenharia de solos

Métodos de análise teóricos, empíricos e práticos

- E 0 Generalidades
- E 1 Tensões "in situ" devidas à gravidade, à aplicação de cargas e a escavações
- E 2 Problemas de deformações e assentamentos
- E 3 Capacidade de carga de solos
- E 4 Capacidade de carga de estacas
- E 5 Problemas de pressão de terras
- E 6 Estabilidade de taludes, aterros e escavações
- E 7 Problemas de percolação e outros problemas hidráulicos
- E 8 Problemas dinâmicos
- E 9 Acção do gelo e problemas de transferência de calor
- E 10 Análise do comportamento de pavimento e das respectivas bases
- E 11 Interação solo-veículo (Traficabilidade)
- E 12 Interação solo-estrutura
- E 13 Cálculos por computador

F Propriedades das rochas. Determinação no laboratório e no campo

Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

- F 0 Generalidades
- F 1 Classificação e identificação
- F 2 Propriedades físico-químicas
- F 3 Composição, estrutura e densidade
- F 4 Permeabilidade e capilaridade
- F 5 Compressibilidade e expansibilidade
- F 6 Deformação por corte e propriedades de resistência
- F 7 Propriedades dinâmicas
- F 8 Propriedades especiais das rochas

G Análises de problemas de engenharia de maciços rochosos

Métodos de análises teóricos, empíricos e práticos

- G 0 Generalidades
- G 1 Tensões "in situ" devidas à gravidade, à tectónica, à aplicação de cargas e a escavações
- G 2 Problemas de deformação
- G 3 Capacidade de carga dos maciços rochosos
- G 4 Estabilidade de taludes, escavações e cavernas
- G 5 Percolação e outros problemas hidrologicos
- G 6 Problemas dinâmicos
- G 7 Problemas de acção do gelo e de transferência de calor
- G 8 Cálculos por computador

H Projecto, construção e comportamento de obras de engenharia

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

- H 0 Generalidades
- H 1 Fundações de estruturas
- H 2 Estruturas de suporte, paredes corta-águas e barragens de betão
- H 3 Escavações não suportadas
- H 4 Barragens de terra e de enrocamentos e aterros
- H 5 Estruturas subterráneas
- H 6 Bases e pavimentos de estradas, caminho de ferro e aeroportos
- H 7 Portos, canais e projectos de protecção costeira
- H 8 Conduitas enterradas e aquedutos
- H 9 Taludes
- H 10 Uso do Solo

K Métodos de construção e equipamento

Incluindo o melhoramento das condições dos solos e dos maciços

- K 0 Generalidades
- K 1 Rebaixamento e drenagem
- K 2 Processos de impermeabilidade e de injeção
- K 3 Pré-cargas e recolocação de solos
- K 4 Escavação de solos e rochas, seu processamento e transporte
- K 5 Processos de compactação
- K 6 Estabilização de solos e controlo da erosão
- K 7 Estacas e sua colocação
- K 8 Fundação por caixões e por pegões
- K 9 Métodos de construção de fundações superficiais
- K 10 Construção de fundações e de paredes corta-águas empregando lamas pesadas
- K 11 Suportes de solos e rochas
- K 12 Métodos de construção e tipos de equipamento em águas profundas
- K 13 Trabalhos de protecção contra o gelo
- K 14 Técnicas de superfície para melhoria das condições de deformação e de estabilidade

M Materiais de construção

- M 0 Generalidades
- M 1 Aço
- M 2 Madeira
- M 3 Materiais betuminosos
- M 4 Materiais plásticos e similares
- M 5 Cimento e materiais químicos
- M 6 Betão
- M 7 Tintas e vernizes
- M 8 Elementos de construção

S Mecânica da neve e do gelo e respectiva engenharia

- S 0 Generalidades
- S 1 Cobertura de neve e de gelo
- S 2 Propriedades da neve e do gelo
- S 3 Engenharia da neve e do gelo

T Disciplinas correlacionadas

- T 0 Generalidades
- T 1 Ciências puras
- T 2 Geociências
- T 3 Agricultura e pedologia
- T 4 Meteorologia e climatologia
- T 5 Biociências
- T 6 Engenharia civil
- T 7 Engenharia de minas e prospecção mineira
- T 8 Engenharia mecânica
- T 9 Engenharia electrotécnica
- T 10 Engenharia oceânica
- T 11 Engenharia militar e naval
- T 12 Instrumentação e Técnica de medida
- T 13 Ciência bibliotecária
- T 14 Problemas do ambiente e conservação da natureza
- T 15 Prospecção de petróleo

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, a qual não deve 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 dois relatores, de acordo com o tema do trabalho.

Os pareceres dos relatores serão apresentados no prazo de dois meses. Caso haja uma divergência significativa na apreciação do artigo será solicitada uma apreciação de um terceiro relator.

1 – Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.

2 – Deve ser apresentado um original do artigo em papel A4 e em suporte informático. Está disponível um “template” para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.

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

4 – A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.

5 – Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.

6 – Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas A(4) com espaçamento normal.

7 – As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada.

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

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

10 – As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP 405-1 de 1994, 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 por uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).

12 – Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. “Discussões” e “Respostas” serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.

13 – O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação “Discussão ou Resposta”. Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.

14 – As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

15 – Com o artigo deve ser enviada uma folha de rosto com o título do trabalho e com a direcção completa do Autor de contacto, E-mail, Telefone e Fax.

16 – As discussões, os artigos e as folhas de rosto devem ser enviadas para spg@lnec.pt (versão digital) e para o endereço do Secretariado da SPG (versão impressa em papel e CD).

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal

- 3** Editorial
- 5** Tratamento de solos através de colunas de Jet Grouting
Alexandre Pinto, João Falcão, Francisco Pinto, José Melo Ribeiro
- 21** Desenvolvimento, efeitos e mitigação de liquefacção induzida por sismos: um estudo exaustivo baseado em modelação física dinâmica na centrifugadora
Paulo A. Lopes de F. Coelho, Stuart K. Haigh, S. P. Gopal Madabhushi
- 53** Comportamento estrutural de barragens portuguesas de enrocamento com cortina a montante
Fernando Pardo de Santayana, Eduardo Fortunato, António A. Veiga Pinto
- 69** Controlo da compactação de misturas de solo-enrocamento da Barragem de Odelouca
João Bilé Serra, Laura Caldeira, Andrea Brito
- 79** Campo experimental do ISC'2 – Previsão e desempenho de estacas instrumentadas solicitadas axialmente
Jaime A. Santos, António Viana da Fonseca, Elisabete Costa Esteves
- 91** Combinação de métodos geofísicos de mecânicos para a caracterização do perfil de solo residual do ISC2 na FEUP
António Viana da Fonseca, Jorge M. Carvalho, Cristiana Ferreira, Jaime A. Santos, Fernando Almeida
- 109** Danos em edifícios induzidos por escavações
João Candeias Portugal, Alexandre Portugal, Acácio Santo
- 133** Pressiómetros de Ménard e autoperfurador de Cambridge: correlações entre parâmetros mecânicos em solos argilosos miocénicos de Lisboa
António G. F. de Sousa Coutinho, Marco A. Ludovico Marques