

103

**Março
2005**

GEOTECNIA

Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia

NÚMERO ESPECIAL

Prémio Manuel Rocha (2000 – 2003)



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, 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** Comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas **Jaime Alberto dos Santos**
- 49** Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim definitivas por perda de equilíbrio vertical **Nuno M. da Costa Guerra**
- 95** Avaliação da capacidade de confinamento de solos finos portugueses: selecção dos lixiviados e dos solos **António José Roque**
- 143** MIT-E3: Modelo constitutivo para argilas. Formulação, potencialidades e limitações **Paulo José da Venda Oliveira**

Editorial

A Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), com o objectivo de incentivar a investigação em temas relacionados com a Geotecnia e distinguir as melhores teses de Doutoramento, instituiu o *Prémio Manuel Rocha*.

Este *Prémio* foi atribuído pela primeira vez, em cerimónia pública, aquando da 1.ª reunião Anual da SPG, em 17 de Março de 2005, galardoando as melhores teses de Doutoramento apresentadas, discutidas e aprovadas em universidades portuguesas, estrangeiras ou instituições portuguesas equivalentes, no quadriénio 2000-2003.

O júri, constituído pelo Presidente da SPG, Prof. António Gomes Correia, pelo Director da revista GEOTECNIA, Prof. Luís Leal Lemos e pelos convidados, Prof. António Correia Mineiro, Prof. Carlos Dinis da Gama e Dr. José Delgado Rodrigues, procedeu à avaliação das sete teses de Doutoramento submetidas à SPG, considerando os seguintes critérios: avanço para o estado dos conhecimentos, aplicação prática e utilidade do trabalho, e qualidade da escrita e da apresentação. O resultado desta avaliação conduziu a distinguir os seguintes trabalhos e respectivos autores, aos quais gostaríamos de expressar aqui uma saudação especial:

- **Prémio Manuel Rocha**

Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas, de Jaime Alberto dos Santos.

- **Prémio Manuel Rocha – Menções Honrosas**

- *Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical*, de Nuno Manuel da Costa Guerra;
- *Transfert advectif et diffusif de polluants inorganiques dans les barrières d'étanchéité minérales présentes dans les Centres de Stockage de Déchets. Application aux sols fins portugais*, de António José Pereira Mendes Roque;
- *Aterros sobre solos moles. Modelação numérica*, de Paulo José da Venda Oliveira.

O presente número especial da revista GEOTECNIA é dedicado à publicação dos artigos de síntese da investigação realizada, quer pelo autor galardoado com o Prémio Manuel Rocha, quer pelos autores distinguidos com Menção Honrosa.

Pretende-se deste modo dar luz a um dos pensamentos do Cientista e Engenheiro Manuel Rocha, relativo ao estímulo e incentivo da investigação de “excelência”, contribuindo, assim, para um futuro com progresso.

A. Gomes Correia
PRESIDENTE DA SPG

Luís Leal Lemos
DIRECTOR DA REVISTA GEOTECNIA



JAIME ALBERTO DOS SANTOS
nasceu em 1965, em Macau

Licenciou-se, em 1988, em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico (IST) da Universidade Técnica de Lisboa. Em 1993, obteve o grau de mestre em Mecânica dos Solos pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, com a dissertação *Comportamento de Estacas Verticais sob Acção de Cargas Horizontais Estáticas*. Em 2000, obteve o grau de doutor em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, com a dissertação *Caracterização de Solos através de Ensaio Dinâmicos e Cíclicos de Torção, Aplicação ao Estudo do Comportamento de Estacas sob Acções Horizontais Estáticas e Dinâmicas*.

Iniciou a sua carreira académica no Departamento de Engenharia Civil do IST em 1988. Presentemente, é Professor Auxiliar do mesmo Departamento. A sua actividade de docência incide fundamentalmente sobre a Mecânica dos Solos, as Fundações, o Projecto Geotécnico e a Dinâmica das Fundações.

Desempenha as funções de Director do Laboratório de Geotecnia do IST desde 2000. Concebeu e coordenou a execução de vários equipamentos para experiências pedagógicas.

Foi membro da Direcção do Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção do IST, no biénio 2003-2004.

A sua actividade de investigação desenvolve-se em torno de duas áreas: a caracterização de solos no domínio das muito pequenas deformações e a análise de problemas de interacção solo-estrutura sob acções dinâmicas. Destacam-se os trabalhos de investigação e de implementação de novas técnicas de ensaio em Portugal, nomeadamente, o método das ondas superficiais para a caracterização geotécnica e o ensaio de carga dinâmico em estacas. É investigador responsável do projecto *Fortes Efeitos de Sítio na Cratera Vulcânica de São Sebastião*, financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (2005-2008). Actualmente, é orientador ou co-orientador científico de 3 teses de mestrado e de 2 teses de doutoramento. É autor ou co-autor de mais de 40 artigos científicos em revistas e actas de eventos nacionais e internacionais.

Como projectista, colaborou em cerca de 50 projectos dos mais variados tipos de obras geotécnicas.

É membro de várias sociedades (SPG, ISSMGE, SPES) e da ordem dos Engenheiros. Foi secretário da Assembleia Geral da Sociedade Portuguesa de Geotecnia no quadriénio 2000-2003. É membro do ERTC3, ISSMGE – *European Regional Technical Committee on Piles*.

Participou na organização de várias conferências, seminários e cursos de formação. No âmbito da conferência ISC'2, *International Site Characterization*, FEUP, coordenou o evento internacional sobre a previsão da capacidade resistente das estacas do campo experimental.

Foi distinguido, no quadriénio 2000-2003, com o Prémio Manuel Rocha, pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

É o *chairman do 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, cujo evento irá decorrer em Lisboa, em 2008.

COMPORTAMENTO DE ESTACAS SOB ACÇÕES HORIZONTAIS ESTÁTICAS E DINÂMICAS

Behaviour of piles under static and dynamic loadings

Jaime Alberto dos Santos^{*}

RESUMO – Neste trabalho investiga-se o comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas. A análise baseia-se fundamentalmente na aplicação de modelos do meio discreto. Para o caso das acções estáticas, é proposta uma nova metodologia para a construção das curvas $p-y$. Para as acções sísmicas, investiga-se o efeito de interacção cinemática solo-estaca recorrendo ao modelo BDWF (*Beam on Dynamic Winkler Foundation*). Os modelos do meio discreto são aferidos através de comparações com formulações tridimensionais do meio contínuo, bem como com os resultados de um ensaio estático de carga horizontal na cabeça de duas estacas.

SYNOPSIS – In this work the behaviour of piles under lateral static and dynamic loadings is investigated. The analysis is based fundamentally on discrete mean models. For static loading a new approach to define $p-y$ curves is proposed. For seismic loading the kinematic soil-pile interaction problem is investigated by means of the BDWF model (*Beam on Dynamic Winkler Foundation*). The discrete mean models are calibrated by comparison of results with tridimensional continuum mean models and also with a static horizontal load test on two piles' head.

1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este artigo traduz a investigação desenvolvida pelo autor no seu trabalho de doutoramento, no período entre 1995 e 1999.

O interesse do autor pela área da Engenharia Sísmica Geotécnica nasceu durante o curso de mestrado em Mecânica dos Solos da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Posteriormente, a instalação de equipamentos para ensaios cíclicos no Laboratório de Geotecnia do Instituto Superior Técnico, abriu a possibilidade de desenvolver investigação no domínio da Dinâmica dos Solos.

Este facto permitiu, então, o desenvolvimento do trabalho em torno de dois objectivos principais: a caracterização dinâmica de alguns solos da região de Lisboa e o desenvolvimento de métodos de cálculo para o dimensionamento de estacas sob acções horizontais, sobretudo no que diz respeito às acções sísmicas.

No início dos trabalhos, ocorreu um sismo de elevada magnitude em Kobe causando perdas humanas e estragos significativos em muitas estruturas, algumas delas com fundações por estacas. As observações então realizadas apontaram claramente para a necessidade de uma reavaliação dos métodos de dimensionamento de estacas sob acções horizontais em zonas sísmicas, reforçando assim o interesse do tema de investigação.

^{*}Professor Auxiliar do Instituto Superior Técnico, E-mail: jaime@civil.ist.utl.pt

O trabalho desenvolvido pretendia, pois, conciliar o interesse em promover a investigação na área da Dinâmica dos Solos e estabelecer a sua ligação a problemas de interacção solo-estrutura focando, em particular, as estacas de fundação sob acções sísmicas.

Pretende-se, com este artigo, evidenciar as contribuições desenvolvidas, no que se refere à análise do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas.

2 – INTRODUÇÃO

Devido a condicionamentos de índole geológica e geotécnica, as fundações indirectas por estacas são frequentemente utilizadas para suporte de pontes, viadutos e outras estruturas importantes. Essas estruturas estão, muitas vezes, sujeitas a acções horizontais significativas provocadas por diversas origens, tais como: ventos, sismos, impulsos de terras, movimentos laterais do solo, frenagens de veículos, ondas do mar, variações térmicas, etc.

Essas acções podem ser classificadas em dois grupos quanto aos efeitos que elas provocam sobre as estacas:

- acções que podem ser consideradas como forças aplicadas à superestrutura - essas forças são transmitidas até ao nível das fundações dando origem a cargas horizontais e momentos concentrados aplicados ao nível da cabeça das estacas;
- acções que induzem movimentos laterais do solo envolvente - devido à presença das estacas o solo é impedido de se deformar livremente originando assim um problema de interacção entre o solo e as estacas ao longo do seu comprimento.

A análise do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas pode ser feita recorrendo, quer a modelos do meio contínuo, quer a modelos do meio discreto:

- os primeiros são do ponto de vista teórico os mais correctos e versáteis permitindo analisar o problema com toda a generalidade, recorrendo a formulações 3-D utilizando o método dos elementos finitos ou outros métodos de resolução alternativos;
- os modelos do meio discreto baseiam-se no conceito do coeficiente de reacção em que o meio envolvente é modelado por um conjunto de molas infinitamente próximas, mas sem ligação entre elas. São, sem dúvida, os mais utilizados no dimensionamento corrente dada a sua simplicidade e facilidade de utilização. Porém, não reproduzem o carácter contínuo do meio envolvente, nem atendem aos efeitos tridimensionais do problema sendo, por isso, fortemente criticados por parte de alguns investigadores.

Na opinião do autor, estes modelos simples não devem ser encarados meramente como ferramentas "primitivas". Cita-se, a este propósito, a visão de J. P. Wolf acerca das fases de evolução dos métodos de análise, conforme mostra a Fig. 1:

- Fase I - caracterizada pelo desenvolvimento de métodos de análise rudimentares, que não reproduzem adequadamente a realidade. São, contudo, simples e exigem um reduzido custo de cálculo;
- Fase II - caracterizada pelo desenvolvimento de métodos cada vez mais complexos que melhor reproduzem a realidade. Em contrapartida, exigem potentes ferramentas de cálculo e envolvem grandes custos computacionais;
- Fase III - caracterizada pelo regresso e reavaliação dos métodos simples, os quais através de aferições por comparação directa, quer com os métodos rigorosos, quer com as observações experimentais, permitem oferecer o mesmo grau de confiança à custa de um esforço de cálculo consideravelmente menor.

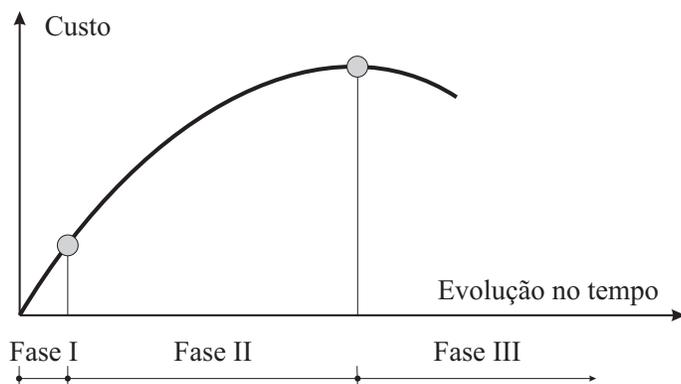


Fig. 1 – Fases de evolução dos métodos de análise.

É com base no mesmo espírito, que os modelos do meio discreto são aplicados neste trabalho. Para o caso das acções horizontais estáticas, o modelo é calibrado através de comparações directas, quer com o modelo do meio contínuo tridimensional, quer com os resultados de observação de um caso de obra, referente ao ensaio de carga de duas estacas de fundação do Oceanário de Lisboa. Para as acções sísmicas a calibração limita-se apenas no plano numérico.

Estas comparações permitem calibrar os modelos do meio discreto, que pela sua maior facilidade de utilização e menor custo computacional, evidenciam melhores potencialidades para serem adoptados a nível de dimensionamento.

3 – ESTACAS SOB ACÇÕES HORIZONTAIS ESTÁTICAS NO TOPO

3.1 – Considerações gerais

A análise rigorosa do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas no topo é bastante complexa, visto que envolve o estudo dos fenómenos que ocorrem na zona crítica em torno da estaca, interacção essa que depende de múltiplos factores e requer uma análise tridimensional do problema considerando o comportamento não linear dos materiais.

Nos últimos anos, assiste-se a um progressivo desenvolvimento de métodos de cálculo cada vez mais elaborados com base em modelos matemáticos que melhor reproduzem a realidade, não se verificando, contudo, o mesmo acompanhamento no domínio da caracterização geotécnica do meio de fundação, de modo a disporem-se dos parâmetros necessários para a modelação numérica.

Desta forma, pode tornar-se algo discutível a adopção de métodos de cálculo muito sofisticados, porque exigem um grande número de parâmetros que à partida não é possível obter-se com rigor através de uma caracterização geotécnica corrente. Em vez disso, talvez se justificaria mais a utilização de métodos aproximados que a experiência prática tem demonstrado conduzir a resultados razoavelmente satisfatórios.

Para o dimensionamento de estacas sob acções horizontais, vários métodos de análise foram desenvolvidos. Praticamente, em todos estes métodos, a estaca é assimilada a uma peça linear caracterizada por uma dada rigidez à flexão EI . A principal diferença entre os vários métodos desenvolvidos reside na modelação do solo envolvente. Essa modelação pode ser feita através de modelos do meio contínuo ou do meio discreto (Fig. 2).

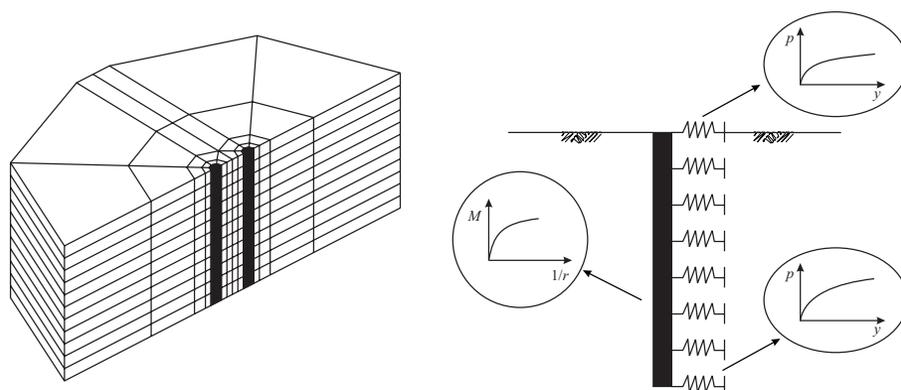


Fig. 2 – Métodos de análise (Gomes Correia e Santos, 1994a).

1) nos modelos do meio contínuo o solo é, em geral, considerado como um meio elástico. Recentemente, com o aparecimento de computadores cada vez mais eficientes, tornou-se possível uma abordagem mais geral do problema, através da aplicação de formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos ou por outros métodos alternativos, permitindo analisar o efeito de interação num grupo de estacas. Nestes modelos é ainda possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo envolvente;

2) nos modelos do meio discreto o solo é assimilado a uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear (modelo de Winkler) ou elástico não linear, traduzido pelas curvas $p-y$. O modelo permite, de uma forma expedita, simular a estratificação do terreno, variando as características das curvas $p-y$ em profundidade. Este modelo é severamente criticado por diversos investigadores, dado que os parâmetros intervenientes não são grandezas fisicamente mensuráveis e a construção das curvas $p-y$ baseia-se muito na experiência empírica adquirida em número restrito de ensaios de carga. No entanto, dada a sua simplicidade, é largamente utilizado na prática e tem sido objecto de sucessivos refinamentos.

É de referir, que esta problemática tem cativado a atenção de inúmeros investigadores, quer a nível internacional, quer a nível nacional. A nível nacional, citam-se, por ordem cronológica, os trabalhos desenvolvidos por Varatojo (1986), Guedes de Melo (1987), Portugal (1992), Santos (1993), Sousa Coutinho (1995), Varatojo (1995) e Santos (1999).

A nível experimental, avanços importantes foram atingidos no âmbito da instrumentação, da observação e da interpretação dos resultados de ensaios de carga horizontal de estacas de betão armado em protótipo (Sousa Coutinho, 1995).

3.2 – Curvas $p-y$ generalizadas

Conforme atrás referido, os métodos de previsão baseados nas curvas $p-y$ têm sido objecto de severas críticas por parte de muitos investigadores, devido essencialmente ao seu carácter semi-empírico. A precisão destes métodos é difícil de ser avaliada *a priori*, visto que os parâmetros do modelo foram calibrados para determinadas condições específicas.

Torna-se claro, que é necessário proceder a uma investigação mais aprofundada no sentido de desenvolver metodologias mais racionais com suporte teórico e experimental que permita fundamentar um tipo de modelo do meio discreto não linear com maior generalidade.

Observa-se, em primeiro lugar, o andamento da curva p - y para o modelo de comportamento idealizado na Fig. 3. Trata-se de uma idealização constituída por três zonas distintas:

- zona 1 (até ao ponto A): troço linear correspondente ao comportamento elástico e linear do solo (domínio das muito pequenas deformações);
- zona 2 (até ao ponto B): troço definido por uma parábola correspondente ao comportamento do solo no domínio das pequenas a grandes deformações;
- zona 3 (após o ponto B): troço horizontal, correspondente à resistência última do solo (domínio das grandes deformações). O modelo não contempla, portanto, situações que possam envolver o enfraquecimento do solo envolvente.

Esta idealização é do ponto de vista conceptual coerente e de acordo com os estudos recentes acerca do comportamento dos solos.

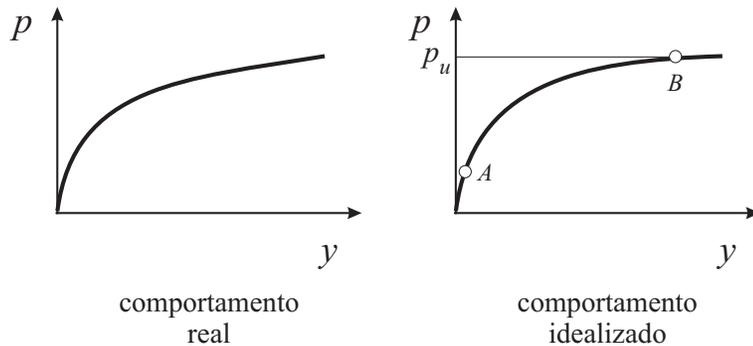


Fig. 3 – Curva p - y baseado no modelo idealizado com três zonas distintas de comportamento.

A dificuldade maior reside em encontrar uma metodologia bem fundamentada para o traçado daquela curva não linear p - y . Para tal, recorrem-se aos trabalhos de Mwindo (1992), Prakash e Kumar (1996), Terashi et al.(1991) e Kubo (1965), referentes às areias.

Mwindo (1992) (citado por Prakash e Kumar, 1996) com base na compilação dos resultados de 22 ensaios de carga horizontal realizados em areias, propôs uma equação geral para a quantificação da redução normalizada do módulo de reacção com o nível de distorção:

$$\frac{k}{k_{m\acute{a}x}} = a \gamma^{-b} \quad (1)$$

O parâmetro $k_{m\acute{a}x}$ representa o valor de k para uma distorção de 2×10^{-3} . Os valores de a e de b dependem da compacidade do solo e também do tipo de estaca (Quadro 1).

Quadro 1 – Parâmetros a e b de acordo com Mwindo (1992).

Compacidade da areia	Tipo de Estaca	A	b
Média	Madeira	0,12	0,36
Solta	Madeira	0,009	0,77
Média	Tubo metálico	0,07	0,43
Média	Perfil metálico com secção 'H'	0,05	0,50
Média	Pré-fabricada em betão armado pré-esforçado	0,035	0,54

Estabelecendo a analogia entre uma estaca solicitada lateralmente e uma fundação superficial contínua apoiada sobre um meio elástico contínuo, pode-se avaliar a deformação normal média segundo a direcção e o sentido do carregamento através da expressão seguinte:

$$y = z\bar{\varepsilon} \Rightarrow \bar{\varepsilon} \approx \frac{y}{2,5B} \quad (2)$$

em que y é o deslocamento, z é a profundidade da zona de influência, $\bar{\varepsilon}$ é a deformação normal média e B é a largura da fundação.

Na direcção ortogonal como a deformação normal é igual a $-\nu\bar{\varepsilon}$ (sendo ν o coeficiente de Poisson do meio elástico contínuo), deduz-se então que a distorção máxima γ é igual a:

$$\gamma = (1 + \nu)\bar{\varepsilon} = \frac{1 + \nu}{2,5B} y \quad (3)$$

A expressão (3) é sugerida por diversos autores (Kagawa e Kraft, 1980; Blaney e O'Neill, 1986) e evidencia dois aspectos importantes:

- a existência de uma relação linear entre a distorção e o deslocamento;
- essa relação é afectada pelo efeito de escala, ou melhor, depende da dimensão transversal da estaca, devido ao aumento do bolbo de tensões.

Prakash e Kumar (1996) propuseram uma equação de ajustamento aos resultados anteriores de Mwindo (1992), obtida por aplicação do método dos mínimos quadrados. A relação obtida, aplicável às areias, é dada por:

$$\frac{k}{k_{máx}} = 0,052 \gamma^{-0,48} \quad (4)$$

No plano experimental destaca-se ainda o estudo realizado por Terashi et al. (1991), recorrendo à modelação física através da centrífugadora. O solo utilizado foi a areia Toyoura e as condições de ensaio foram definidas de modo a simular uma estaca longa com comportamento flexível ($L/d > 12$), largura de 0,80m e módulo de rigidez à flexão de 39MNm². Aqueles autores mostraram que a reacção do solo é proporcional à raiz quadrada do deslocamento podendo ser expresso por uma equação do tipo:

$$p = k_s y^{0,5} \quad (5)$$

A equação (5) é exactamente igual à proposta original de Kubo (1965), derivada de ensaios de carga em verdadeira grandeza em areias. Esta correlação é adoptada, já há bastante tempo, no Japão (Bureau of Ports and Harbours, 1980) e a sua validade tem sido confirmada em muitos casos práticos.

Comparem-se agora as equações (4) e (5). Para o primeiro caso, por combinação dos resultados das expressões (3) e (4), mostra-se que a relação p - y é expresso por:

$$p = k y = 0,052k_{m\acute{a}x} \left(\frac{1+\nu}{2,5B} y \right)^{-0,48} y \propto y^{0,52} \quad (6)$$

Isto é, as expressões (4) e (5) são formalmente semelhantes e mostram que a reacção do solo varia com o deslocamento elevado ao expoente de 0,52 e 0,50, respectivamente.

De acordo com o estudo de Terashi et al. (1991), a relação (5) foi testada para deslocamentos do solo que conduzem de acordo com a expressão (3) a um nível de distorção da ordem de 8×10^{-4} . Na verdade, o valor de 2×10^{-3} sugerido por Mwindo (1992) para $k_{m\acute{a}x}$ parece ser demasiadamente elevado.

Todos estes trabalhos acabados de referir são de natureza experimental e apresentam duas deficiências importantes:

- os coeficientes (a e b ou k_s) não dependem da resistência última do solo;
- os coeficientes foram calibrados para determinadas condições específicas dos ensaios.

Deste modo, o carácter empírico dos parâmetros torna a aplicabilidade daquelas propostas bastante questionável.

Na opinião do autor, o problema deve ser equacionado de forma diferente e de acordo com o modelo idealizado com três zonas distintas de comportamento (Fig. 4).

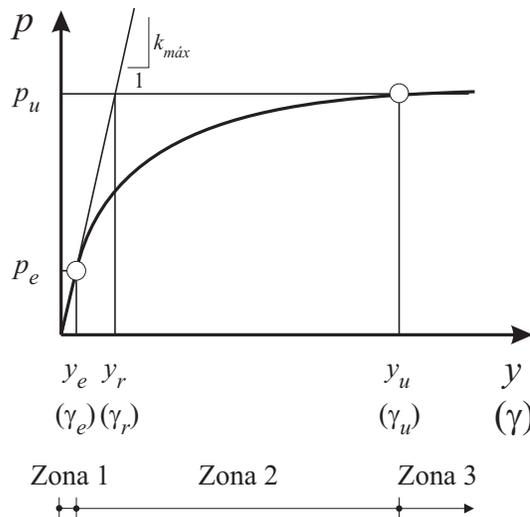


Fig. 4 – Modelo discreto não linear proposto.

Para o caso das areias propõe-se a seguinte metodologia para a construção da curva p - y .

• Zona 1

O comportamento do solo é elástico e linear. Sendo assim o valor de $k=k_{máx}$ pode ser obtido por correlação com os parâmetros elásticos do solo (correspondentes ao domínio das muito pequenas deformações) e da estaca, recorrendo a relações semelhantes à proposta de Santos (1993).

A relação p - y neste troço é linear e dada por:

$$p = k_{máx}y \quad \text{para } y \leq y_e \text{ ou } \gamma \leq \gamma_e \quad (7)$$

em que y_e é o deslocamento linear limite e γ_e é a distorção linear limite.

Admite-se uma lei de variação linear de $k_{máx}$ com a profundidade, aliás como é habitual considerar-se para o caso das areias e das argilas normalmente consolidadas.

• Zona 2

Neste domínio, julga-se adequado adoptar para uma lei de variação da reacção com o deslocamento do solo do tipo expresso pela equação (5). Por compatibilização com o troço anterior, a curva p - y é descrita então por:

$$p = k_{máx}y_e^{0,5}y^{0,5} \quad \text{para } y_e \leq y \leq y_u \text{ ou } \gamma_e \leq \gamma \leq \gamma_u \quad (8)$$

• Zona 3

A reacção é limitada pela resistência última do solo que pode ser determinada aplicando a teoria de Broms (1964a; 1964b), ou seja:

$$p = p_u \quad \text{para } y \geq y_u \text{ ou } \gamma \geq \gamma_u \quad (9)$$

Em resumo, os parâmetros necessários para a completa definição do modelo são três:

- o módulo de reacção ($k_{máx}$) no domínio das muito pequenas deformações;
- a resistência última (p_u) do solo;
- e o deslocamento linear limite (y_e) ou a distorção linear limite (γ_e).

A obtenção dos dois primeiros parâmetros não oferece grandes dificuldades visto que são correlacionáveis com parâmetros geotécnicos que podem ser obtidos numa caracterização corrente.

Relativamente, à distorção linear limite, entende-se que o seu valor não deve ser fixo como proposto anteriormente por Mwindo (1992) e Prakash e Kumar (1996). Valores demasiadamente baixos conduzem a um crescimento muito lento da curva p - y e a resistência última seria apenas atingida para deslocamentos muito elevados.

Na realidade, se admitir que a expressão (3) mantém-se válida mesmo para a Zona de comportamento 2, então os parâmetros y_e e γ_e podem ser correlacionáveis com a distorção última γ_u através das equações seguintes:

$$y_e = \frac{y_r^2}{y_u} = \left(\frac{p_u}{k_{máx}} \right)^2 \left(\frac{1+\nu}{2,5B} \right) \frac{1}{\gamma_u} \quad (10)$$

$$\gamma_e = \left(\frac{p_u}{k_{máx}} \right)^2 \left(\frac{1+\nu}{2,5B} \right)^2 \frac{1}{\gamma_u} \quad (11)$$

Os valores de y_e ou de γ_e não são portanto arbitrários, mas sim dependentes dos outros parâmetros do modelo. Para a aplicação prática do modelo sugere-se que o valor de y_e seja determinado utilizando a expressão (10) considerando para γ_u um valor entre cerca de 2 a 4%.

O modelo discreto não linear proposto para as areias é facilmente adaptável aos solos argilosos.

Nas argilas, as evidências experimentais mostram que o expoente da equação (5) deve ser substituído por um valor entre 1/4 e 1/3 (Matlock, 1970, Reese e Welch, 1975 e Sullivan et al., 1980). Salienta-se que, nestas condições a curva de degradação do módulo de reacção será proporcional a $\gamma^{-3/4}$ ($b=1-1/4=3/4$) e $\gamma^{-2/3}$, ($b=1-1/3=2/3$), respectivamente.

Comparativamente com o caso das areias em que o expoente $b \approx 0,5$, verifica-se que para as argilas a degradação do módulo é menor para o mesmo nível de distorção, o que está curiosamente de acordo com o andamento típico das curvas G/G_0 das areias e das argilas. Para a resistência última, poder-se-á adoptar a proposta de Matlock (1970), em função da resistência não drenada e da tensão efectiva vertical do terreno.

Alguns aspectos práticos de aplicação deste modelo discreto não linear (para as areias) serão ilustrados mais adiante, aquando da interpretação dos resultados do ensaio de carga horizontal de duas estacas de fundação do Oceanário de Lisboa.

Em face do exposto, considera-se que o método proposto constitui uma evolução ao nível dos métodos de previsão baseados nas curvas p - γ . Do ponto de vista teórico, o método baseia-se num modelo coerente, cujos parâmetros são correlacionáveis com parâmetros geotécnicos que podem ser obtidos numa caracterização geotécnica corrente, deixando assim o carácter empírico que tem prevalecido nas metodologias desenvolvidas no passado.

O modelo proposto foi implementado num programa de cálculo automático por elementos finitos, designado por **ESTATICO**, escrito em linguagem Fortran. O programa permite ainda considerar o comportamento à flexão não linear da estaca, traduzido por relações do tipo momento-curvatura.

A solução do problema não linear é obtida por sucessivas iterações, considerando módulos de reacção e momentos de inércia secantes, até que os valores obtidos entre duas iterações consecutivas corresponderem a um erro relativo inferior a uma determinada tolerância estipulada.

3.3 – Ensaio de carga estático nas estacas de fundação do Oceanário de Lisboa

3.3.1 – Local do ensaio. Condições geológico-geotécnicas gerais

O local do ensaio situou-se na zona de implantação do Oceanário no parque da EXPO'98 em Lisboa.

Para reconhecer o terreno de fundação do Oceanário foi realizada uma campanha de prospecção que consistiu na realização de 8 sondagens à percussão e de ensaios *in situ* e em laboratório. No local foram efectuados ensaios SPT, ensaios cross-hole e ensaios de corte rotativo. Em laboratório realizaram-se ensaios de identificação (granulometrias, limites de consistência, densidade das partículas sólidas), ensaios de consolidação em edómetro, ensaios para determinação do teor em água e ensaios para determinação do teor em sulfatos. Esta campanha de reconhecimento permitiu identificar as unidades geológicas interessadas para a obra e também efectuar a caracterização geotécnica das argilas siltosas cinzentas (formação miocénica).

O terreno de fundação reconhecido era constituído por uma camada superficial recente formada por aluviões, sobrejacentes à formação miocénica constituída por uma alternância de

argilas siltosas e de calcários conquíferos. O nível freático encontrava-se muito próximo da superfície do terreno.

Devido às precárias características mecânicas da camada superficial foi decidido, pelo consórcio do empreendimento, a substituição parcial desta camada por um aterro de areia cujas condições de execução foram estabelecidas por forma a garantir a segurança à liquefacção, face às acções sísmicas (Gomes Correia et al., 1994). O trabalho incluiu o estudo em laboratório das propriedades dinâmicas da areia aplicada no aterro, que se descreve em pormenor a seguir.

Para a determinação das características dinâmicas da areia, nomeadamente, o módulo de distorção G e o coeficiente de amortecimento hysterético ξ foram realizados ensaios de coluna ressonante, recorrendo ao equipamento do Laboratório de Geotecnia do IST.

Além disso, efectuaram-se ainda naquele Laboratório análises granulométricas por peneiração húmida, ensaios para determinação da densidade das partículas sólidas e ainda ensaios para determinação dos índices de vazios máximo (ASTM-D4254-91) e mínimo (estimado com base no peso volúmico seco máximo obtido no ensaio Proctor), cujos resultados mais importantes se resumem no Quadro 2.

Quadro 2 - Índices físicos da areia.

% acumulada de material que passa				Densidade das partículas sólidas	e_{min}	$e_{máx}$
Peneiros ASTM						
3/8"	#40	#10	#200	2,67	0,571	0,806
100	24-26	97-98	< 1			
SP-areia mal graduada, segundo a classificação unificada ASTM						

Na Fig. 5 representam-se o fuso granulométrico relativo ao solo utilizado no aterro, bem como as curvas granulométricas do solo utilizado para a confecção dos provetes para realização dos ensaios de coluna ressonante.

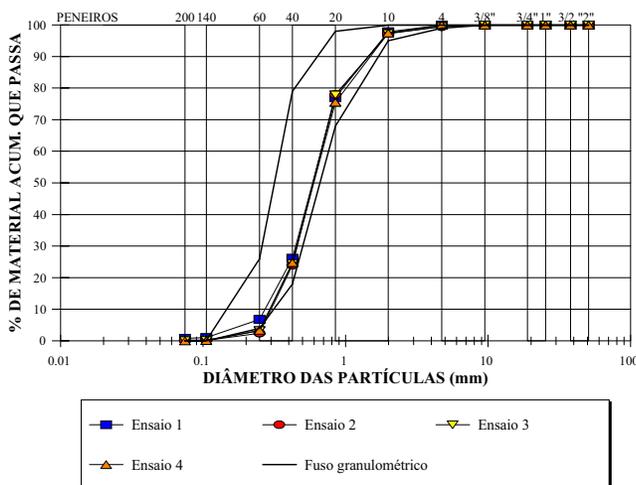


Fig. 5 – Distribuição granulométrica da areia.

Foram moldados 3 provetes maciços (ensaios 1, 2 e 3) e um provete oco (ensaio 4) tendo-se procedido à respectiva confecção, através da compactação por apiloamento e vibração.

Para estudar a influência das características de compacidade nas propriedades dinâmicas da areia, procedeu-se à confecção de provetes com 3 estados diferentes de compacidade. As características de compacidade bem como as dimensões dos provetes estão resumidas no Quadro 3.

Quadro 3 – Geometria dos provetes e características de compacidade.

Ensaio	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	γ_d (kN/m ³)	e	D_r (%)
1	70	100	15,3	0,742	27
2	70	100	16,1	0,657	63
3	70	100	16,8	0,588	92
4	70 × 30	100	16,1	0,657	63

γ_d é o peso volúmico seco; e é o índice de vazios e D_r é a compacidade relativa

Com o objectivo de analisar a influência da tensão de confinamento σ'_0 na resposta dinâmica do solo, os ensaios foram realizados, para cada um dos 3 diferentes estados de compacidade da areia, a tensões de confinamento de 50 e 100kPa, com excepção do ensaio 4 que foi conduzido apenas para a tensão de confinamento de 50kPa.

Para cada um daqueles níveis de tensão estudou-se a variação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento hysterético em função da distorção. A gama de valores da distorção variou entre aproximadamente 5×10^{-6} e 10^{-3} .

Os ensaios de coluna ressonante realizados permitiram obter o módulo de distorção inicial G_0 , o coeficiente de amortecimento hysterético ξ , bem como a relação G/G_0 em função da distorção γ .

Relativamente ao módulo de distorção inicial, a relação $G_0=f(e,\sigma'_0)$ obtida foi a seguinte:

$$G_0 = 9000 \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \sigma'_0{}^{0,5} \quad (12)$$

Na Fig. 6 reúnem-se os resultados dos 4 ensaios, em termos de G/G_0 e de ξ em função da distorção γ .

O andamento das curvas de degradação da rigidez G/G_0 será utilizado posteriormente para justificar alguns dos parâmetros geotécnicos utilizados na modelação numérica.

A Fig. 6 mostra que há uma boa correlação entre os valores de G/G_0 e de ξ obtidos para os 4 ensaios. Os valores mais elevados de G/G_0 e os valores mais baixos de ξ correspondem aos ensaios realizados com tensão de confinamento mais elevada (100kPa), o que está de acordo com o andamento típico destas curvas.

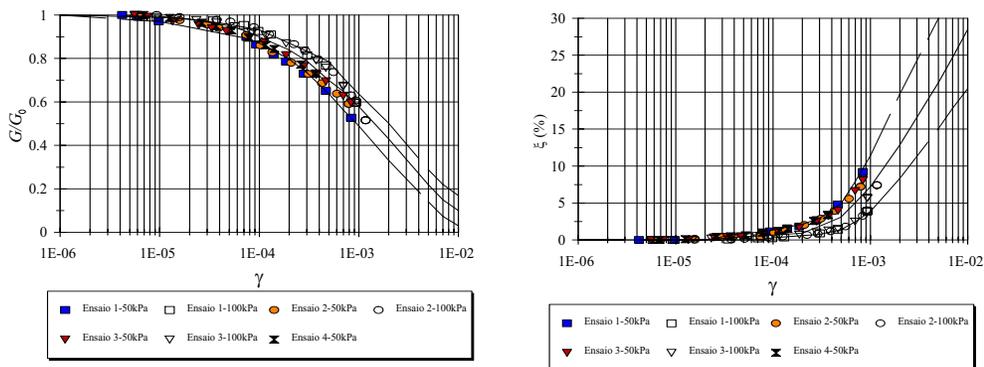


Fig. 6 – Distribuição granulométrica da areia.

3.3.2 – Procedimento experimental

O ensaio de carga foi executado pela empresa Engil. As estacas ensaiadas, ou seja, as estacas entre as quais se aplicou o carregamento horizontal, passam a ser designadas por estacas 1 e 2. Os resultados da estaca 2 não foram interpretados, visto esta estaca ter sido utilizada previamente para um ensaio de carga vertical. A força vertical de ensaio (de 6900kN) terá induzido uma plastificação extensa do betão armado aumentando desta forma a deformabilidade da estaca de ensaio, tornando difícil a interpretação dos resultados.

Ambas as estacas apresentavam um diâmetro exterior nominal de 1,30m e o afastamento entre eixos das estacas era de 8,40m (Fig. 7). A execução destas estacas foi realizada com o recurso a lamas bentónicas com o comprimento total de cerca de 36 m. A armadura longitudinal era constituída por 48 ϕ 25mm nos primeiros 6 m, passando a 32 ϕ 25mm entre os 6 e os 12m e no restante comprimento 16 ϕ 25mm. Os materiais utilizados foram o betão B30 e o aço A400.

Ambas as estacas 1 e 2, foram furadas transversalmente a fim de nelas introduzir os cabos de tracção (cota +3.90m). O macaco de tracção foi colocado na face anterior da estaca 2 encontrando-se amarrado por uma ancoragem passiva na face anterior da estaca 1. Ambas as estacas apresentavam um comprimento livre de 1 m entre o eixo de aplicação das cargas e a superfície do terreno de fundação.

A monitorização do ensaio foi efectuada através de dois sistemas autónomos de medição:

- (i) sistema automático de aquisição de dados para monitorizar os deslocamentos da cabeça das estacas e ainda a força aplicada (medições à superfície);
- (ii) dois tubos de inclinómetro para determinar os deslocamentos horizontais ao longo do fuste das estacas de ensaio (medições em profundidade).

O ensaio consistiu em 3 ciclos de carga de 100, 210 e 310 kN, respectivamente, com descarga intermédia a carga nula.

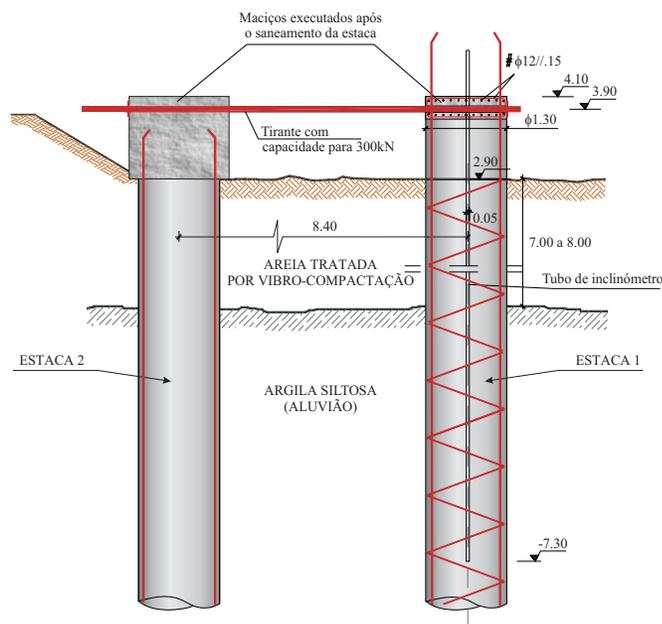


Fig. 7 – Esquema geral do ensaio.

Utilizaram-se, no total, 6 deflectómetros eléctricos cujas funções são as que se seguem:

- deflectómetro 1: medição do deslocamento horizontal da cabeça da estaca 2;
- deflectómetros 2-3: medição dos deslocamentos verticais na periferia da cabeça da estaca 2. A diferença destas leituras, dividida pela distância entre as suas linhas de acção, permitiu a determinação da rotação da cabeça da estaca 2;
- deflectómetro 4: medição do deslocamento horizontal da cabeça da estaca 1;
- deflectómetros 5-6: medição dos deslocamentos verticais na periferia da cabeça da estaca 1. A diferença destas leituras permitiu, por um processo análogo ao utilizado nos deflectómetros 2-3, a determinação da rotação da cabeça da estaca 1;

O processo de fixação destes deflectómetros consistiu na montagem de pórticos, construídos com tubos de andaime, transversais à direcção de aplicação da carga, aos quais foram fixas as bases magnéticas dos deflectómetros. Os montantes dos pórticos transversais assim constituídos encontravam-se a uma distância de aproximadamente 2m do eixo do carregamento.

O transdutor de pressão foi intercalado no circuito hidráulico do macaco de tracção medindo a pressão que, multiplicada pela área do êmbolo, permite a sua conversão em unidades de força.

Dada a facilidade em realizar leituras do sistema assim constituído, efectuaram-se leituras para incrementos de carga, ou descarga, de 50kN. Nos extremos de cada ciclo aumentou-se o número de leituras automáticas sendo que, em média, se registaram 5 leituras para cada extremo de ciclo.

As medições em profundidade com inclinómetro tinham por objectivo conhecer os deslocamentos horizontais ao longo do fuste das estacas resultantes do carregamento imposto, principalmente no que respeita à direcção de aplicação das cargas. Por medição, em instantes de observação sucessivos, das variações angulares entre pontos contíguos e conhecendo-se a distância entre aqueles pontos, pode-se calcular os deslocamentos horizontais em cada ponto, por integração das variações angulares medidas ao longo do alinhamento.

3.3.3 – Modelação do comportamento estrutural da estaca

Para a previsão dos deslocamentos do sistema solo-estaca, torna-se necessário considerar o comportamento não linear da própria estaca (Gomes Correia e Santos, 1994b e 1994c). As estacas de ensaio eram de betão armado, pelo que julga-se adequado utilizar um modelo de comportamento baseado na relação momento-curvatura, sendo o efeito do esforço normal devido ao peso próprio praticamente desprezável.

Para a modelação da estaca, as relações constitutivas das secções de betão armado, expressas sob a forma momento-curvatura, foram determinadas através de uma discretização da secção em faixas. Cada faixa é caracterizada pelas coordenadas do seu centro de gravidade, relativamente ao centro de gravidade da secção, pela sua área e ainda pelo material estrutural que a compõe. Aplicou-se o modelo de Scott, Park e Priestley (Gomes, 1992; Proença, 1996; Bento, 1996) para a modelação do betão, desprezando o efeito de confinamento conferido pelas armaduras transversais. A relação constitutiva do betão é definida no troço de compressão, por:

$$\sigma_c = f_{cm} \left[\frac{2\varepsilon_c}{0,2\%} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0,2\%} \right)^2 \right] \quad \text{se } \varepsilon_c < 0,2\% \quad (13)$$

$$\sigma_c = f_{cm} [1 + z(\varepsilon_c - 0,2\%)] ; z = -400 \quad \text{se } 0,2\% < \varepsilon_c < 0,4\% \quad (14)$$

Na ausência dos resultados de caracterização dos provetes de betão referentes às estacas ensaiadas estimou-se o valor médio da tensão última à compressão, f_{cm} , com base nos valores estipulados no REBAP. O valor estimado foi de 33MPa e corresponde a adicionar ao valor característico dos ensaios de caracterização em provetes cilíndricos o valor de 8MPa. Considerou-se que a deformação correspondente à tensão última era de 0,2%, enquanto a deformação de rotura à compressão (esmagamento) era de 0,4%. O comportamento à tracção é linear, com inclinação idêntica ao arranque da compressão, até à tensão de 2,5MPa (f_{ctm}) após a qual decresce, até zero, para uma deformação de 0,2% (Fig. 8a). A não consideração de uma queda brusca de resistência permite evitar problemas de instabilidade numérica que daí advêm.

Para o aço adoptou-se um modelo tri-linear cujos troços são, por ordem, o domínio elástico (até uma tensão de 400MPa e uma deformação de 0,2%), o endurecimento (até uma tensão de 460MPa e uma deformação de 10%) e a extricção (com tensão constante de 460MPa até uma deformação de 15%), como mostra a Fig. 8b.

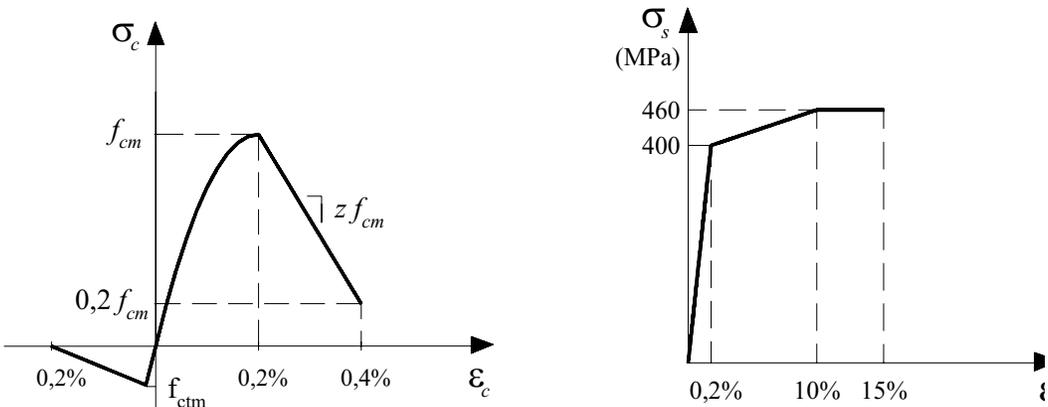


Fig. 8 – Relação tensão-deformação para: a) o betão; b) o aço.

Conforme atrás referido, as estacas apresentam 3 troços com diferentes taxas de armadura. Para a análise do comportamento das estacas sob acções horizontais no topo interessa apenas caracterizar a rigidez à flexão das estacas nos primeiros 2 troços, uma vez que abaixo do segundo troço os deslocamentos e os esforços são praticamente nulos. Deste modo, analisaram-se apenas duas secções: secção A com $48\phi 25$ mm e secção B com $32\phi 25$ mm.

As relações momento-curvatura para estas duas secções foram obtidas através da aplicação do programa DRAIN-3DX versão 1.10 (Prakash et al., 1994; Proença, 1996), desenvolvido na Universidade de California, Berkeley. Os resultados obtidos são representados na Fig. 9.

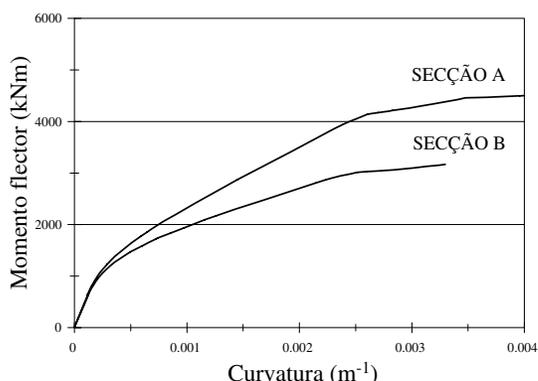


Fig. 9 – Relações momento-curvatura.

3.3.4 – Resposta do sistema solo-estaca no domínio das muito pequenas deformações

Para a modelação do comportamento não linear do solo, aplicou-se quer o modelo do meio discreto não linear, quer o modelo do meio contínuo tridimensional considerando uma lei de comportamento elástica perfeitamente plástica, com uma lei de fluxo não associada e obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Analisa-se, em primeiro lugar, a resposta do sistema solo-estaca no domínio das muito pequenas a pequenas deformações, correspondente à carga horizontal aplicada de $H=49,4$ kN. Para este nível de carga, o deslocamento da estaca ao nível da superfície do terreno, calculado com base nos valores medidos pelo sistema de deflectómetros é de $y_{om} = 2,43 \times 10^{-4}$ m.

Com base naquele valor e admitindo uma lei de variação linear da rigidez com a profundidade, podem-se estimar, por retroanálise, os parâmetros elásticos dos modelos aplicando as respectivas soluções algébricas (Santos, 1999), para estacas isoladas.

Esta retroanálise é feita fazendo igualar os deslocamentos medido (y_{om}) e estimado (y_o), considerando para as soluções teóricas: $H=49,4$ kN (ponto de aplicação a 1m da superfície do terreno); $E_p=33$ MPa (módulo de elasticidade da estaca); $d=1,3$ m; estaca flexível; $k=n_h \cdot x$ (meio discreto) e $\nu_s=0,3$ (coeficiente de Poisson do solo) e $G \propto x$ (meio contínuo).

Os valores obtidos foram, respectivamente, de:

i) modelo do meio discreto

$$k \text{ (kPa)} = 180000 x \quad (n_h = 180 \text{ MN} / \text{m}^3) \quad (15)$$

ii) modelo do meio contínuo

$$G \text{ (kPa)} = 23080 x ; E \text{ (kPa)} = 60000x \quad (16)$$

Estes valores assim obtidos merecem alguns comentários acerca da sua interpretação.

Para o caso do modelo do meio discreto, verifica-se que o valor de n_h obtido é consideravelmente superior aos valores habitualmente propostos para areias densas submersas ($n_h=34\text{MN/m}^3$, Reese et al., 1974; $n_h=11\text{MN/m}^3$, Terzaghi, 1955 citado por Poulos e Davis, 1980). A explicação é simples, e tem a ver com o facto das propostas da bibliografia estarem geralmente associadas a níveis de carga mais elevados, envolvendo a não linearidade do sistema.

Na realidade, para aquele estágio inicial do ensaio, as deformações envolvidas são relativamente pequenas e pode-se considerar a resposta do sistema solo-estaca como linear. Nestas condições, o solo deverá apresentar uma rigidez correspondente ao domínio das muito pequenas a pequenas deformações.

Deste modo, seria interessante comparar o andamento linear assumido ($G=23080 x$) com os valores que se obteriam por aplicação da equação de ajustamento (12), derivada dos ensaios de coluna ressonante. Para efeitos desta comparação, admitiu-se que o índice de vazios poderia tomar valores entre 0,6 e 0,65 ($D_r=88\%$ e 66% , respectivamente) e a tensão efectiva média (σ'_0) foi calculada considerando para o solo um peso volúmico submerso de $\gamma'=11\text{kN/m}^3$ e um coeficiente de impulso em repouso de $K_0=0,45$.

A Fig. 10 ilustra a comparação de valores até à profundidade de 5m. Constata-se que, as curvas divergem para as maiores profundidades, mas que há uma razoável concordância dos valores na zona superficial, até à profundidade de 4m, ou seja, cerca de 3 diâmetros, que é, como se sabe, a zona que controla o comportamento do sistema solo-estaca.

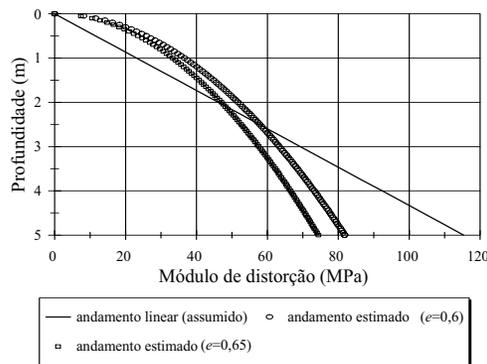


Fig. 10 – Variação da rigidez do solo em profundidade.

Com base no exposto, parece razoável assumir o andamento linear do módulo de distorção com a profundidade, traduzido pela equação (16).

Baseando-se nas hipóteses e nos parâmetros de cálculo do meio elástico contínuo atrás referidos, efectuou-se uma análise tridimensional pelo método dos elementos finitos visando a determinação das deformações induzidas no solo envolvente. O cálculo mostrou que as distorções máximas no solo variam entre cerca de $4,6 \times 10^{-4}$ a 5×10^{-5} , numa zona envolvente limitada a uma distância de 2 diâmetros relativamente ao eixo da estaca. Estes valores justificam, efectivamente, o comportamento observado da estaca, no domínio das muito pequenas a pequenas deformações, traduzido por módulos de distorção do solo elevados e próximos de G_0 .

3.3.5 – Modelo do meio discreto. Análises não lineares

O modelo do meio discreto não linear apresentado anteriormente é agora aplicado para a modelação numérica do problema em estudo.

Tendo em conta todas as informações disponíveis acerca das condições geológicas e geotécnicas do local, bem como dos resultados de retroanálise efectuados anteriormente, considerou-se representativo o perfil geotécnico de cálculo representado na Fig. 11. De referir, que a modelação foi feita apenas até à profundidade de 14m, visto que a parte inferior da estaca em nada influi a resposta no topo da estaca.

Para a camada de areia, as curvas não lineares p - γ foram estabelecidas de acordo com a metodologia proposta:

- módulo de reacção: $k_{m\acute{a}x}$ (kPa)=180000 x ;
- resistência última do solo (Broms, 1964a): $p_u=3 \text{ tg}^2(45^\circ+\phi'/2) \gamma' B$;
- deslocamento elástico limite y_e definido para valores de $\gamma_u=2\%$, 3% e 4%.

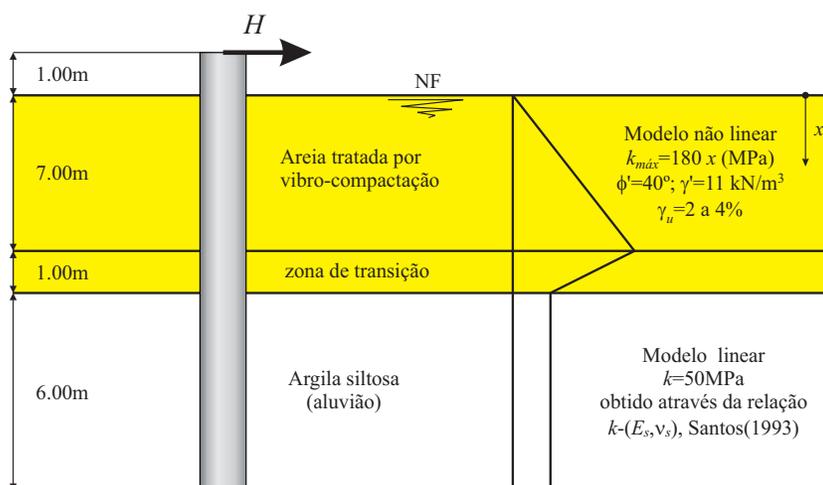


Fig. 11 – Perfil geotécnico para o modelo do meio discreto.

Conforme atrás referido, os valores de y_e ou γ_e não são arbitrários, mas sim dependentes de outros parâmetros do modelo. A Figura 12a mostra que valores demasiadamente baixos de γ_e conduzem a um crescimento muito lento da curva p - γ e a resistência última é apenas atingida para valores da distorção completamente irrealistas. Quando a distorção linear limite γ_e toma valores excessivamente elevados sucede exactamente o contrário.

A Fig. 12b mostra as curvas p - γ obtidas aplicando a metodologia proposta, considerando valores de $\gamma_u=2\%$, 3% e 4%. Estes mesmos resultados podem ser representados sob a forma de curvas de degradação do módulo de reacção ($k/k_{m\acute{a}x}$) em função da distorção, como mostra a Fig. 13. Como se pode verificar, estas curvas de degradação têm um andamento muito semelhante às curvas G/G_0 - γ .

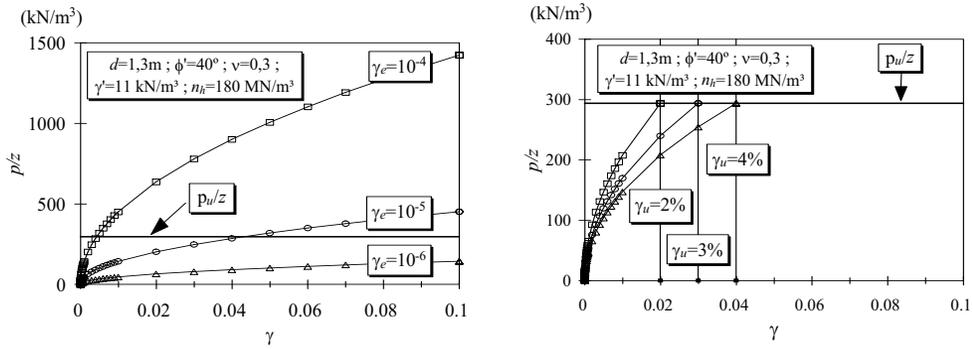


Fig. 12 – a) Curvas p - y : influência de γ_e ; b) Curvas p - y : influência de γ_u .

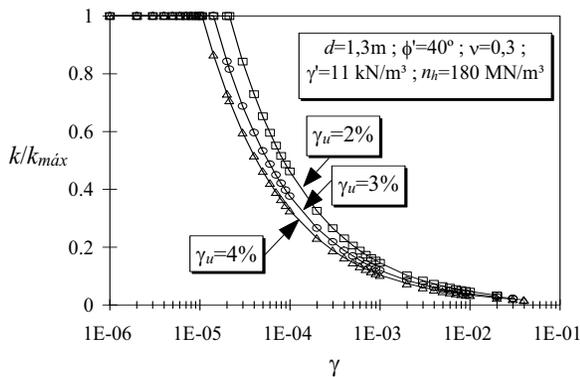


Fig. 13 – Curvas de degradação da rigidez $k/k_{máx}$ - γ .

Relativamente à estaca, adoptaram-se as relações não lineares momento-curvatura representadas anteriormente na Fig. 9 (secção A até à profundidade de 6m e secção B no restante comprimento).

A Fig. 14 apresenta a comparação em termos de deslocamentos e de rotações da estaca ao nível da força aplicada.

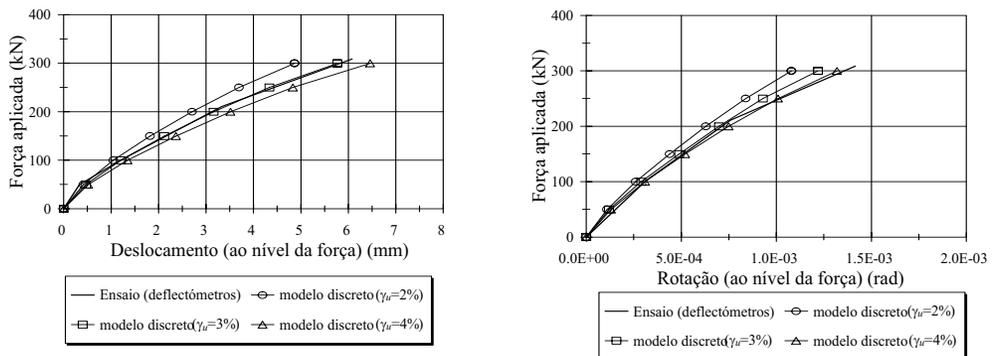


Fig. 14 – Modelo do meio discreto: previsão dos deslocamentos e das rotações ao nível da força aplicada.

A concordância dos resultados é bastante boa, conseguindo o modelo numérico reproduzir a não linearidade do sistema solo-estaca. O melhor ajustamento foi conseguido para o valor de $\gamma_u=3\%$.

Para aquela situação numérica calcularam-se ainda os deslocamentos horizontais ao longo do fuste da estaca para os instantes de medição do inclinómetro ($H=100, 210$ e 310kN). Os valores calculados e os valores medidos pelo inclinómetro são representados nas Fig. 15. Observa-se igualmente um excelente ajustamento entre os valores calculados e os valores observados.

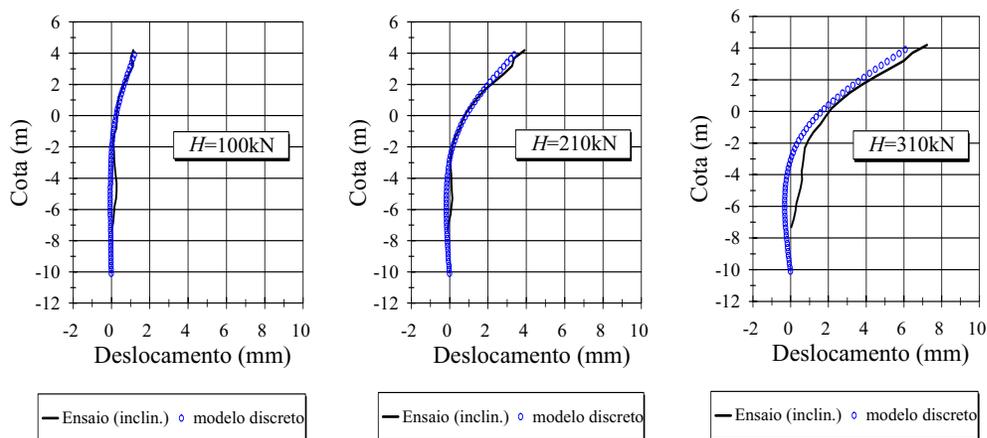


Fig. 15 – Deformada da estaca para $H=100\text{kN}$, 210kN e 310kN .

3.3.6 – Modelo do meio contínuo. Análises 3-D não lineares

Na aplicação do modelo do meio contínuo admitiu-se para a camada de areia uma lei de comportamento elástica perfeitamente plástica, com uma lei de fluxo não associada e obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb, enquanto que para as aluviões considerou-se simplificada o comportamento elástico e linear, dado que aquela formação se localiza abaixo da profundidade "crítica" da estaca. Para simular o efeito das interfaces, criou-se uma zona (anel), em torno da estaca, com $0,10\text{m}$ de espessura com características mecânicas enfraquecidas.

Foi utilizado um método de modelação, conjugando elementos finitos sólidos, representando o solo, com elementos de barra, para modelação da estaca. Esta forma de modelação permitiu introduzir de uma forma simples e eficiente o comportamento não linear da estaca através de relações momento-curvatura.

Mesmo para este modelo não linear relativamente simples, torna-se necessário definir um conjunto de parâmetros geotécnicos cuja influência na resposta da estaca às acções horizontais foi investigada de forma detalhada.

Considerou-se adequado adoptar o perfil geotécnico anteriormente apresentado (Fig. 11) e actualizado agora com os parâmetros necessários para o modelo do meio contínuo não linear (Fig. 16) que são: o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do solo, E_s e ν_s , o ângulo de dilatação do solo, ψ , e os parâmetros do anel, em torno da estaca (interface). Os parâmetros da interface são definidos em função das características mecânicas do solo: i) em termos de rigidez – $G_i=R_{inter}^2 G$ e $\nu_i=\nu$; ii) em termos de resistência – $c_i=R_{inter}c$ e $tg\phi_i=R_{inter}tg\phi$.

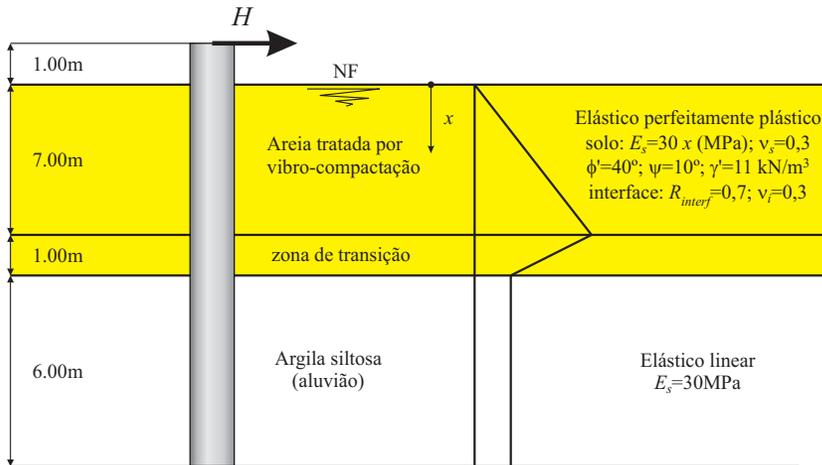


Fig. 16 – Perfil geotécnico para o modelo do meio contínuo.

Na modelação numérica não foi simulado o processo construtivo da estaca. Considerou-se apenas o estado de tensão inicial do terreno, o qual foi introduzido através de uma fase de cálculo prévio, tomando para a tensão efectiva vertical (σ'_v) igual ao peso submerso do solo sobrejacente e a tensão horizontal correspondente ao estado de tensão em repouso ($\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$).

Os cálculos foram efectuados recorrendo ao programa de elementos finitos ABAQUS, tendo-se realizado um estudo paramétrico para analisar a influência dos diversos parâmetros na solução do problema.

Do estudo de sensibilidade efectuado, verificou-se que de entre os parâmetros geotécnicos interessados no cálculo, o módulo de deformabilidade do solo é aquele que assume maior influência na solução do problema.

A Fig. 17 ilustra esta forte dependência através dos resultados dos cálculos E20, E30 e E60 correspondentes a $E_s/x=20, 30$ e 60MN/m^3 , respectivamente. O cálculo E30 é aquele que conduziu a um melhor ajustamento global aos resultados do ensaio. No entanto, considera-se que o modelo utilizado não é capaz de reproduzir com precisão a não linearidade do sistema observada ao longo do ensaio. Salienta-se que, naquele cálculo está-se a considerar para o solo um módulo correspondente a metade do módulo inicial (G_0 ou E_0), o que leve a que o ajustamento aos resultados do ensaio seja deficiente no troço inicial das curvas. À medida que a carga de ensaio vai aumentando as curvas aproximam-se e cruzam-se num ponto correspondente a uma carga aplicada de $H \approx 210\text{kN}$. A partir daquela carga as curvas começam a divergir sendo a solução numérica mais rígida quando comparada com o comportamento observado no ensaio.

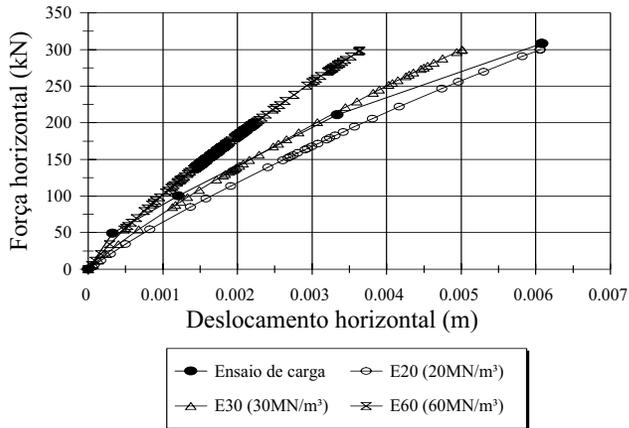


Fig. 17 – Influência da rigidez do solo na resposta do sistema.

De referir ainda, que devido a problemas de instabilidade numérica associados ao facto de o solo ser puramente friccional, houve a necessidade de atribuir uma pequena coesão de 0,15kPa à camada de aterro de areia. Para analisar o efeito desta coesão, vários cálculos foram efectuados fazendo variar aquele parâmetro desde 0,15kPa a 5kPa. Os resultados obtidos mostraram que a pequena coesão atribuída não alterava de forma significativa a solução do problema. Por outro lado, o efeito da interface e o efeito do K_0 não foram muito significativos para o caso particular em análise. Além disso, verificou-se a pequena influência do ângulo de atrito interno do solo na resposta do sistema. Isto deve-se ao facto de a carga de ensaio ter sido limitada a níveis relativamente modestos comparativamente com a resistência última da estaca ($H_u=1200\text{kN}$, estimada a partir da teoria de Broms (1964a) considerando um momento resistente de $M_u=4000\text{kNm}$, Fig. 9).

Salienta-se ainda, que a consideração do comportamento não linear da estaca não teve também grande influência no resultado numérico, porque os momentos induzidos mesmo para a carga aplicada de $H=300\text{kN}$ são relativamente modestos, correspondentes a uma zona de comportamento praticamente linear.

Por fim, para permitir uma melhor compreensão da resposta do sistema solo-estaca, torna-se importante investigar os níveis de tensões e de deformações induzidas no solo.

A Fig. 18a mostra os valores da distorção máxima do solo definida como sendo a máxima diferença entre extensões principais totais (elásticas e plásticas). A Fig. 18b representa os valores da relação $\tau/\tau_{m\acute{a}x}$, sendo τ a tensão de corte mobilizada e $\tau_{m\acute{a}x}$ a resistência ao corte do solo, determinada de acordo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb. Propositadamente, não se representa a estaca nas Fig. 18a e 18b, para permitir uma melhor visualização gráfica dos níveis de tensões-deformações instalados no solo.

A análise da Fig. 18a para as cargas aplicadas de $H=100, 200$ e 300kN , permite verificar que os níveis de distorção máxima variam, respectivamente, entre 3 a 6×10^{-4} , 1 a 2×10^{-3} e 2 a 4×10^{-3} . A estes níveis de distorção correspondem, de acordo com os resultados dos ensaios de coluna ressonante (curva média da Fig. 6), valores da relação G/G_0 de cerca de $0,8$ a $0,65$, $0,6$ a $0,4$ e $0,4$ a $0,25$, respectivamente. Curiosamente, estes valores estão em excelente concordância com as várias soluções numéricas representadas na Fig. 17: para a carga de $H=200\text{kN}$ verifica-se um bom ajustamento se considerar $E_s=E_0/2$, enquanto que para a carga de $H=300\text{kN}$ a relação a considerar seria de $E_s=E_0/3$.

A Fig. 18b mostra que, mesmo para a carga aplicada de $H=300\text{kN}$ a plastificação do solo, traduzida por um valor unitário da relação $\tau/\tau_{m\acute{a}x}$, está concentrada junto do topo da estaca a uma distância inferior a 2 diâmetros relativamente ao eixo da estaca.

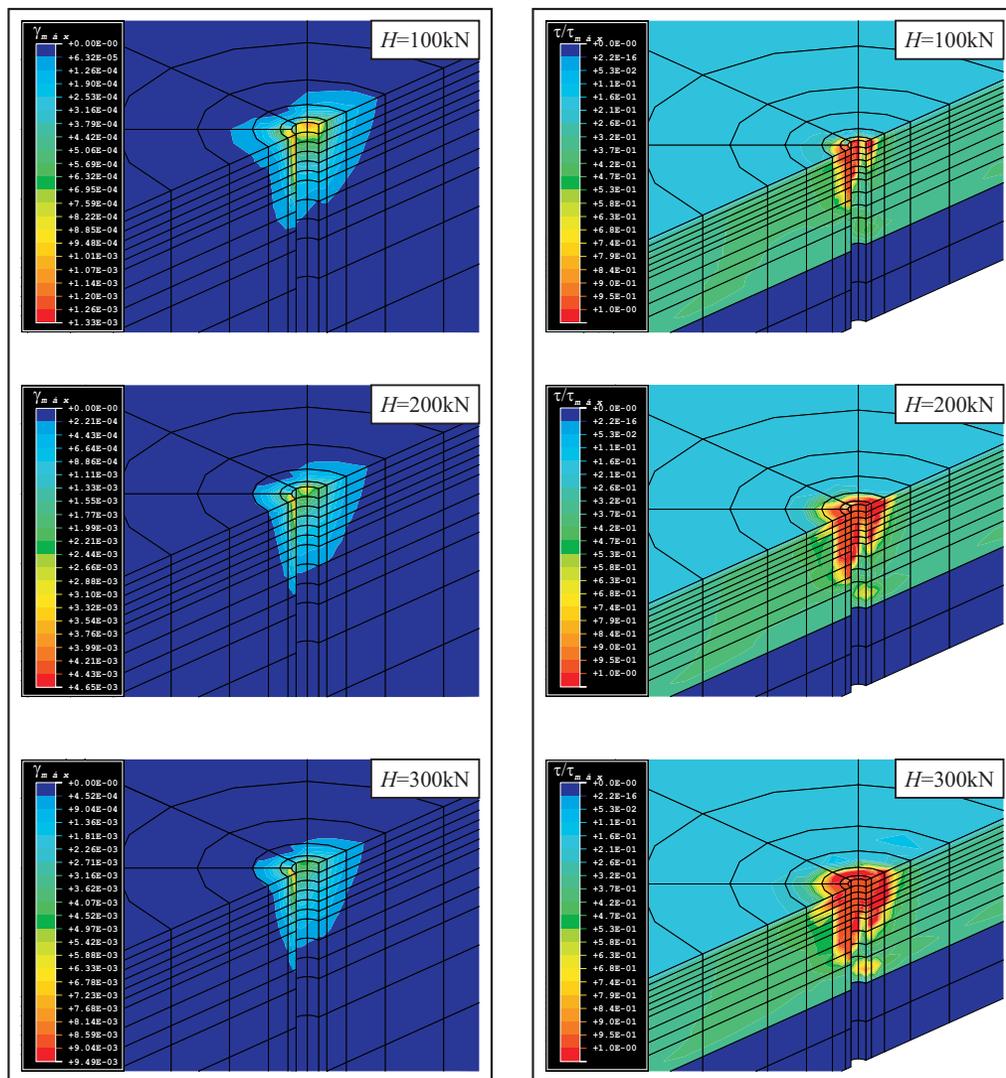


Fig. 18 – a) Distorces máximas; b) Relaco $\tau/\tau_{m\acute{a}x}$.

3.3.7 – Comparaco dos modelos

Os resultados em termos de deslocamentos já foram apresentados nos pontos anteriores. A Fig. 19 reúne os valores anteriores para os dois cculos que conduziram ao melhor ajustamento  curva envolvente de deslocamentos obtida no ensaio de carga horizontal (modelo do meio discreto considerando $\gamma_u=3\%$, e modelo do meio contínuo admitindo os parâmetros do cáculo E30). Notam-se algumas discrepâncias entre os resultados obtidos pelos

dois métodos de análise, principalmente nos troços inicial e final da curva, por razões já apontadas anteriormente.

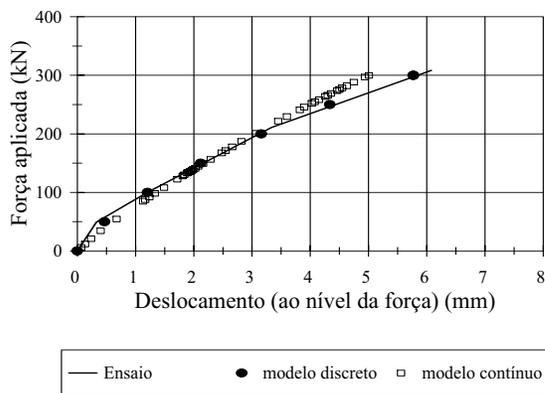


Fig. 19 – Comparação dos deslocamentos.

Embora se tenham obtido respostas diferenciadas, em termos de deslocamentos, já em termos de momentos flectores as respostas não são substancialmente diferentes, como demonstra a Fig. 20.

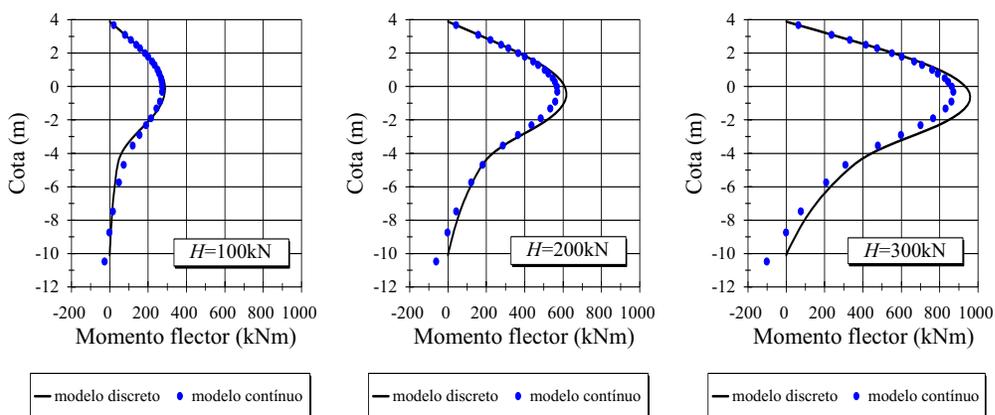


Fig. 20 – Momentos flectores para $H=100\text{kN}$, 200kN e 300kN .

A análise global dos resultados experimentais e de modelação numérica do caso de obra, referente ao ensaio estático de carga horizontal de duas estacas de fundação do Oceanário de Lisboa, permitiu recolher alguns ensinamentos acerca dos métodos de análise utilizados.

a) Modelo do meio discreto

O modelo do meio discreto não linear proposto, baseia-se numa metodologia mais racional para a construção das curvas p - y , sendo menos empírico comparativamente com as metodologias propostas no passado.

Os parâmetros necessários para a completa definição do modelo são correlacionáveis com parâmetros geotécnicos que podem ser obtidos numa caracterização corrente.

O modelo conseguiu reproduzir de forma muito satisfatória a resposta não linear do sistema, em termos de deslocamentos horizontais.

Estes resultados encorajadores terão que ser confirmados mediante a análise de mais resultados experimentais, em especial para níveis de deformação do solo mais elevados.

b) Modelo do meio contínuo

Do ponto de vista teórico, a completa compreensão da resposta do sistema solo-estaca sob acções horizontais deve basear-se numa análise tridimensional não linear do tipo tensão-deformação-resistência. Porém, as dificuldades na caracterização dos parâmetros geotécnicos e a incapacidade de quantificar com rigor as perturbações sofridas pelo solo devido ao processo de execução da estaca, torna destituída de sentido prático a aplicação de leis constitutivas de grande complexidade, que exigem um grande número de parâmetros.

Assim, optou-se por aplicar uma lei constitutiva simples do tipo elástica perfeitamente plástica (obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb) para pôr em evidência aspectos essenciais do problema de interacção solo-estaca sob acções horizontais estáticas no topo.

O modelo, embora não tenha conseguido reproduzir com rigor toda a evolução da resposta não linear do solo, contribuiu para uma boa compreensão do problema de interacção solo-estaca no seu conjunto.

Na verdade, para níveis de carga muito aquém da rotura (inferior a $H_u/3$), a plastificação do solo ocorre apenas numa zona relativamente concentrada junto do topo da estaca. Mesmo assim, o modelo caracterizado apenas por duas constantes elásticas e um comportamento plástico perfeito sem atender aos fenómenos de endurecimento e de enfraquecimento, revelou-se algo imperfeito.

Com base nos resultados numéricos apresentados e a sua comparação com os resultados experimentais julga-se que, do ponto de vista prático, um modelo de elasticidade variável baseado em parâmetros deduzidos dos ensaios de coluna ressonante poderiam conduzir a resultados bastante “realistas” e com a vantagem óbvia de envolver um custo computacional inferior àquele despendido na utilização do modelo elástico perfeitamente plástico.

Por fim, salienta-se que embora os dois métodos de análise tenham conduzido a respostas diferenciadas, em termos de deslocamentos, já em termos de momentos flectores as respostas não são substancialmente diferentes.

4 – INTERACÇÃO CINEMÁTICA SOLO-ESTACA SOB ACÇÕES SÍSMICAS

4.1 – Considerações gerais

O problema de interacção solo-estaca-superestrutura sob acções sísmicas tem despertado bastante interesse no domínio da investigação nas últimas décadas. A informação existente acerca de danos ocorridos em estacas durante os últimos sismos de grande intensidade é relativamente escassa, dada as óbvias dificuldades e os custos envolvidos para a sua detecção.

Novak (1991) refere a ocorrência de danos em estacas nos sismos de Alaska em 1964, da cidade do México em 1985 e de Loma Prieta em 1989 e destaca o trabalho de inspecção levado a cabo por Mizuno (1987).

Mizuno (1987) efectuou um levantamento de 28 casos de danos em estacas, provocados pelas acções sísmicas, que ocorreram no Japão no período entre 1923 e 1983. Aquele autor concluiu que muitos dos danos (e ruínas de edificações) foram devidos às elevadas forças de inércia e momentos que provocaram a rotura estrutural das estacas (no topo) por corte ou por flexão (Fig. 21), ou a rotura por derrubamento e arrancamento do sistema solo-estacas-maço de encabeçamento. Roturas provocadas por liquefacção do terreno de fundação também constituíram um dos cenários mais frequentes naquele estudo (Fig. 22 e Fig. 23).



Fig. 21 – Colapso do terminal fluvial devido à rotura por corte das estacas (Kobe 1995).

Porém, em muitos dos casos investigados detectou-se que a localização da zona afectada da estaca estava demasiadamente profunda para que pudesse ser imputada às forças de inércia actuantes no topo, e que também seria improvável a ocorrência de liquefacção. Estas zonas danificadas estavam na realidade associadas à presença de descontinuidades com variação brusca das características mecânicas do terreno estratificado. Assim, ele concluiu que durante a ocorrência de um sismo, o terreno envolvente impõe curvaturas elevadas que podem conduzir à rotura estrutural da estaca (Figuras 23 e 24).



Fig. 22 – Colapso da ponte provocado pela liquefacção do solo (Niigata 1964).

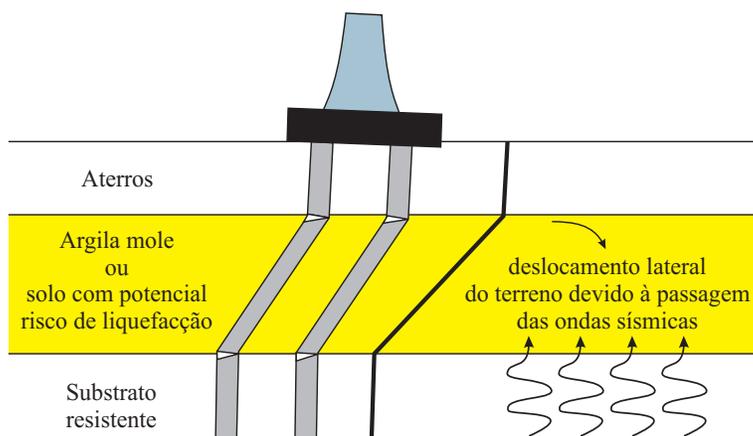


Fig. 23 – Mecanismo de rotura devido ao efeito de interação cinemática solo-estaca.



Fig. 24 – Rotura devido ao efeito de interação cinemática solo-estaca (Kobe 1995).

Este tipo de mecanismo de rotura não tem recebido a atenção devida na comunidade técnico-científica geotécnica e estrutural (Santos e Gomes Correia, 1999). Na prática corrente de dimensionamento, este problema é muitas vezes ignorado e o dimensionamento estrutural das estacas de fundação baseia-se unicamente nas forças de inércia provenientes da superestrutura.

Na realidade, durante a actuação de um sismo, os esforços nas estacas são devidos, por um lado, às forças de inércia da superestrutura (interacção com a superestrutura) e, por outro, pelo movimento do solo envolvente (interacção cinemática). Diversos modelos teóricos foram desenvolvidos contemplando, em geral, os dois efeitos separadamente. Refere-se o trabalho importante de Novak (1991) ao apresentar uma síntese dos diferentes modelos recentemente desenvolvidos.

As observações de Mizuno (1987) apontaram claramente para a necessidade de uma reavaliação do procedimento a adoptar ao nível de dimensionamento para a verificação da segurança das estacas sob acções horizontais em zonas sísmicas.

A importância da consideração do efeito de interacção cinemática é reconhecida nos regulamentos mais recentes: AASHTO (1983), JSCE (1988), AFPS (1990) e Eurocódigo EC8 (1994). A nível nacional não existe de momento nenhuma regulamentação que aborde este problema.

Segundo o EC8-Parte 5 as estacas devem ser dimensionadas para resistir ao efeito de dois tipos de acções provocadas pelos sismos:

- *"as forças de inércia provenientes da superestrutura;*
- *as forças cinemáticas provocadas pelo movimento do solo envolvente aquando da passagem das ondas sísmicas.*

As estacas devem ser dimensionadas para resistirem no domínio elástico. Quando isso não for possível, devem-se considerar zonas potenciais de plastificação da estaca, que deverão ser dimensionadas para serem dúcteis através da colocação de uma armadura transversal de confinamento adequada.

Em situações onde possam ocorrer fenómenos de liquefacção, a utilização de estacas como medida de transferência das cargas verticais deverá ser encarada com cautela, devido às elevadas forças induzidas nas estacas como consequência da perda da resistência lateral dos estratos com potencial risco de liquefacção, e ainda às inevitáveis incertezas associadas à posição e à espessura destes estratos."

No recente sismo de Hyogoken-Nambu em 1995, Mizuno (1996) identificou mais de 30 casos de danos em estacas de betão pré-fabricadas, estacas de betão moldadas "in situ" e estacas metálicas. Os danos ocorreram em zonas de aterro conquistadas ao mar, em colinas e em zonas onde se registaram maiores abalos sísmicos. De acordo com o levantamento realizado, aquele autor classificou as causas externas que provocaram danos (em estacas) em 4 grupos:

- movimento de zonas de aterro (em locais montanhosos);
- forças de inércia provenientes da superestrutura;
- movimento do solo devido à liquefacção;
- movimento do solo sem liquefacção.

Aquele autor cita ainda um caso interessante onde foram detectados danos em estacas de betão moldadas "in situ", mesmo antes da construção do edifício. Este caso ocorreu na cidade de Kobe numa zona sem liquefacção e constituiu uma situação exemplar para ilustrar a importância do efeito de interacção cinemática solo-estaca.

4.2 – Modelação numérica

Em rigor, o efeito de interacção cinemática solo-estaca deve ser analisado recorrendo a análises dinâmicas tridimensionais aplicando o método dos elementos finitos (Fig. 25a) ou, em alternativa, utilizando formulações mistas com elementos de fronteira para a modelação do solo envolvente.

A utilização do método dos elementos finitos levanta algumas dificuldades, aliás bem conhecidas da literatura, dada a dificuldade em modelar fronteiras infinitas e de assegurar as adequadas condições de radiação nas fronteiras laterais e na base (Novak, 1991). É de destacar, neste domínio, as formulações não convencionais propostas por Wolf e Song (1996).

Os primeiros trabalhos com estudos mais rigorosos acerca do comportamento de estacas sob acções dinâmicas basearam-se em formulações por elementos de fronteira, admitindo o solo como um material elástico e isótropo com amortecimento hysterético linear. Todos estes trabalhos se baseiam na utilização de funções de Green que relacionam o campo de deslocamentos no interior do solo com as tensões actuantes na interface solo-estaca. Várias abordagens diferentes foram apresentadas consoante o tipo de carregamento admitido para cada troço elementar da estaca variando desde cargas pontuais, cargas distribuídas em linha ou em disco e finalmente cargas cilíndricas.

A aplicação da função de Green para todos os troços elementares ao longo do fuste da estaca permite obter a matriz de flexibilidade dinâmica do solo envolvente. A inversão desta matriz conduz à matriz de rigidez dinâmica do solo a qual combinada com a matriz de rigidez da estaca permite obter finalmente a matriz de rigidez global do sistema solo-estaca. Para a modelação da estaca, recorre-se habitualmente a elementos finitos de barra. Destacam-se, neste domínio, os trabalhos de Kaynia (1982), Kaynia e Kausel (1991), Mammon e Banerjee (1990) e Ke Fan et al. (1991).

Estes estudos mais rigorosos, embora escassos, têm permitido compreender melhor a complexidade do problema de interacção cinemática solo-estaca e abrem caminho para o desenvolvimento de métodos mais expeditos calibrados com base nos resultados obtidos a partir dos métodos mais rigorosos.

Wolf (1994) propôs um modelo físico simples em que o solo é idealizado por um cone truncado. Cada um dos graus de liberdade do modelo é tratado de forma desacoplada e isolada conduzindo às respectivas funções de Green para o modelo aproximado. Assim, o modelo de cone pode ser considerado como uma formulação simplificada unidimensional por elementos de fronteira, com potencialidades de aplicação prática no domínio da dinâmica.

Surgem ainda nesta linha dos métodos expeditos, estudos baseados no modelo do meio discreto de Winkler adaptado agora às acções dinâmicas. O primeiro trabalho baseado neste modelo foi apresentado por Flores-Berrones e Whitman (1982) para o estudo do problema de interacção cinemática solo-estaca, quando o sistema é solicitado por uma acção harmónica na base. O solo foi admitido como uma camada elástica homogénea assente sobre substrato rígido e sem amortecimento.

Posteriormente, o modelo foi sujeito a sucessivos melhoramentos, destacando-se os estudos levados a cabo por Gazetas e seus colaboradores (Makris e Gazetas, 1992; Kavvadas e Gazetas, 1993; Nikolaou e Gazetas, 1997). Foram introduzidos adequadamente no modelo os amortecimentos hysterético e por radiação do solo, a possibilidade de incorporar camadas de solo com diferentes características, o efeito de grupo entre estacas e ainda a extensão para o domínio do tempo utilizando a técnica bem conhecida da transformada discreta de Fourier. Este modelo é conhecido na literatura pelas suas iniciais em inglês: BDWF - *Beam on Dynamic Winkler Foundation* (Fig. 25b).

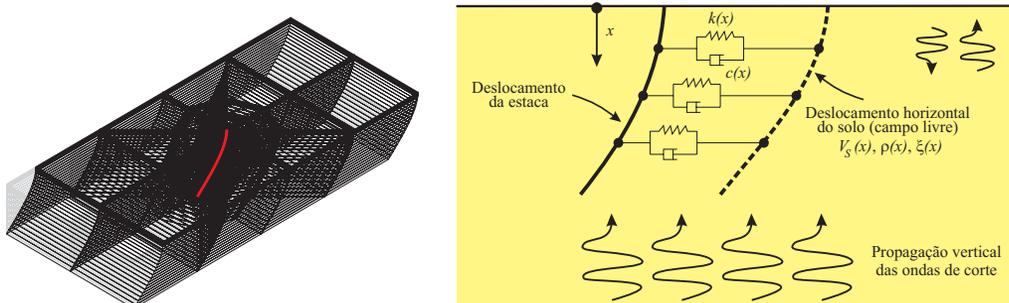


Fig. 25 – a) Modelo 3-D do meio contínuo; b) Modelo BDWF.

Neste trabalho aplicou-se este último modelo tendo em conta as suas óbvias vantagens em termos de tempo de cálculo quando comparado com os modelos mais rigorosos. Os estudos comparativos de resultados mostram que mesmo em condições extremas as diferenças são inferiores a 15%, o que viabiliza perfeitamente a sua utilização prática.

4.3 – Modelo BDWF

No modelo BDWF aplicado ao estudo de interação cinemática solo-estaca, o solo que resiste ao movimento lateral da estaca é modelado através de um conjunto de molas, $k(x)$, e de amortecedores, $c(x)$, com características dependentes da frequência de excitação. O movimento do solo (campo livre) é obtido através da teoria de propagação das ondas sísmicas (Fig. 25b).

Considera-se então, em primeiro lugar, o caso particular simples de uma estaca embebida numa camada elástica homogénea assente sobre substrato rígido, onde é aplicada uma acção harmónica na base de amplitude u_b , como mostra a Fig. 26 seguinte:

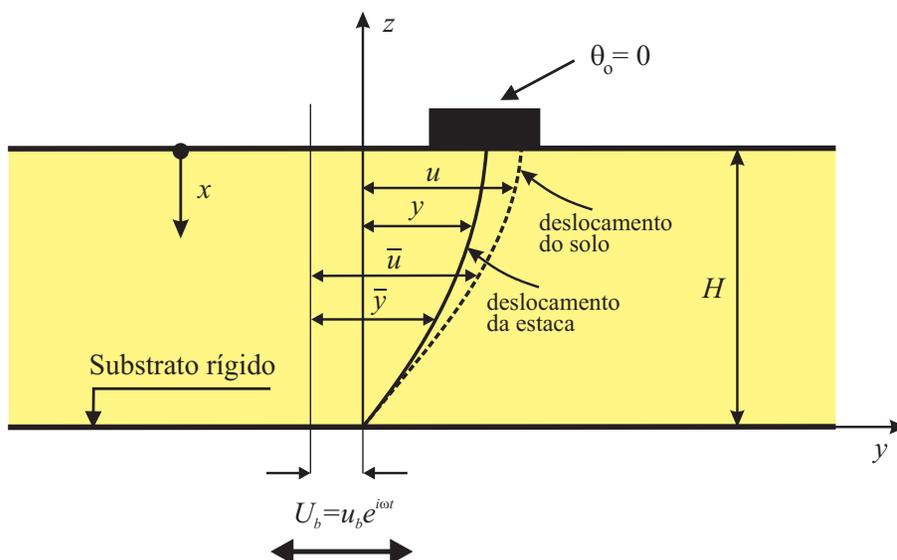


Fig. 26 – Modelo de Flores-Berrones (1982).

Este problema foi investigado de forma pioneira por Flores-Berrones e Whitman (1982), embora tendo aqueles autores desprezado o efeito do amortecimento.

A generalização do estudo tendo em conta o amortecimento do solo conduz à equação de equilíbrio dinâmico seguinte:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 \bar{y}}{dx^4} + m \frac{\partial^2 \bar{y}}{dx^2} + c \frac{\partial(\bar{y} - \bar{u})}{dt} + k(\bar{y} - \bar{u}) = 0 \quad (17)$$

em que $E_p I_p$ é o módulo de flexão da estaca, y é o deslocamento relativo da estaca em relação ao substrato, x é a profundidade, m é massa da estaca por unidade de comprimento, t é o tempo, c é o coeficiente do amortecedor, k é o módulo de reacção do solo, \bar{y} é o deslocamento absoluto da estaca e \bar{u} é deslocamento absoluto do solo.

Atendendo a que $\bar{y} - \bar{u} = y - u$ e que o deslocamento absoluto da estaca é igual à soma do deslocamento relativo y e do deslocamento do substrato U_b , a equação anterior pode ser rescrita sob a forma seguinte:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{dx^4} + m \frac{\partial^2 y}{dx^2} + c \frac{\partial y}{dt} + ky = ku - m \frac{\partial^2 U_b}{dt^2} - c \frac{\partial U_b}{dt} \quad (18)$$

Assumindo para o solo um amortecimento do tipo hysterético torna-se conveniente que o problema seja resolvido no domínio da frequência e formulada em termos de deslocamentos absolutos. Para uma situação em regime de vibração permanente a equação de equilíbrio dinâmico é expressa por:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 \bar{y}}{dx^4} + (k - m\omega^2 + ic\omega)\bar{y} = (k + ic\omega)\bar{u} \quad (19)$$

A resposta da estaca apoiada neste conjunto de molas e de amortecedores e excitada nestes pontos de apoio pela acção do movimento do campo livre é obtida resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico tendo em conta as condições de fronteira nos extremos da estaca.

Para o caso do meio homogéneo, a solução analítica exacta em termos de deslocamentos absolutos é dada por:

$$\bar{y}(x) = e^{\lambda_c x} [C_1 \cos(\lambda_c x) + C_2 \text{sen}(\lambda_c x)] + e^{-\lambda_c x} [C_3 \cos(\lambda_c x) + C_4 \text{sen}(\lambda_c x)] + \Gamma u_b \frac{\cos(ax)}{\cos(aH)} \quad (20)$$

em que:

$$\lambda_c = \sqrt[4]{\frac{k - m\omega^2 + ic\omega}{E_p I_p}} \quad (21)$$

$$\Gamma = \frac{k + ic\omega}{E_p I_p a^4 + k - m\omega^2 + ic\omega} \quad (22)$$

$$a = \frac{\omega}{V_s \sqrt{1 + i2\xi}} \quad (23)$$

As constantes C_1 , C_2 , C_3 e C_4 são determinadas tendo em conta as condições de fronteira nos extremos da estaca. Assim, por exemplo, para uma estaca com cabeça impedida de rodar e tomando para o deslocamento da base uma amplitude unitária ($u_b=1$), é-se conduzido a um sistema de (4x4) cujas incógnitas são as constantes que se pretende determinar:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 & -1 \\ e^{\lambda_c H} \cos(\lambda_c H) & e^{\lambda_c H} \operatorname{sen}(\lambda_c H) & e^{-\lambda_c H} \cos(\lambda_c H) & e^{-\lambda_c H} \operatorname{sen}(\lambda_c H) \\ -e^{\lambda_c H} \cos(\lambda_c H) & e^{\lambda_c H} \operatorname{sen}(\lambda_c H) & e^{-\lambda_c H} \cos(\lambda_c H) & -e^{-\lambda_c H} \operatorname{sen}(\lambda_c H) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 - \Gamma \\ \frac{\Gamma a^2}{2\lambda_c^2} \end{Bmatrix} \quad (24)$$

Uma vez determinadas as constantes, os esforços (momento flector e esforço transverso) ao longo do fuste da estaca podem ser obtidos sem dificuldade a partir da derivação da função de deslocamentos.

O modelo pode ser generalizado para situações mais complexas, nomeadamente: terreno constituído por camadas horizontais com diferentes características, consideração do comportamento não linear do solo bem como a sua transformação para análises no domínio do tempo. A solução do problema para estas situações gerais só é possível obter-se por via numérica. Foi desenvolvido um modelo de interacção cinemática que resulta da combinação do modelo BDWF com um modelo de propagação unidimensional da acção sísmica. Este modelo de interacção foi implementado num programa de cálculo por elementos finitos, designado por CINEMAT.

Representa-se, a título de exemplo, nas Figuras 27 e 28 os resultados para uma estaca com rotação impedida ao nível da cabeça e base restringida (i.e. base da estaca com deslocamento igual à do campo livre). Nestas figuras: M_o é o momento flector na cabeça da estaca, ρ_p é a massa volúmica da estaca, d é o diâmetro da estaca, ω é a frequência da excitação imposta na base, H é a altura da camada de solo, ξ é o coeficiente de amortecimento hysterético do solo, v_s é o coeficiente de Poisson do solo, E_p é o módulo de elasticidade da estaca, E_s é o módulo de elasticidade do solo, ρ_s é a massa volúmica do solo e V_b é o esforço transverso na base da estaca.

A análise dos resultados das Figuras 27 e 28 permite tirar as conclusões seguintes:

- existe uma concordância quase perfeita entre os resultados obtidos por aplicação do programa CINEMAT e os valores obtidos pela formulação analítica exacta, validando assim a ferramenta numérica desenvolvida.
- as funções de transferência dos esforços para o caso do meio homogéneo, mostram que para os momentos flectores, a contribuição do 1º modo de vibração do terreno é dominante, enquanto que para os esforços transversos a contribuição dos modos superiores (sobretudo a do 2º modo) não é desprezável.

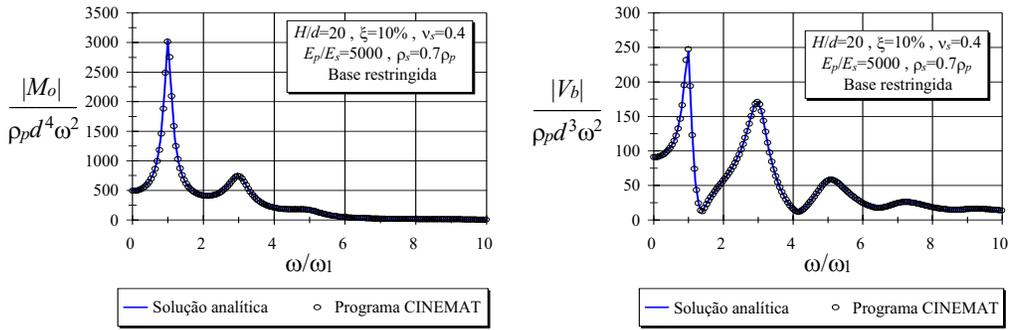


Fig. 27 – Funções de transferência dos esforços máximos.

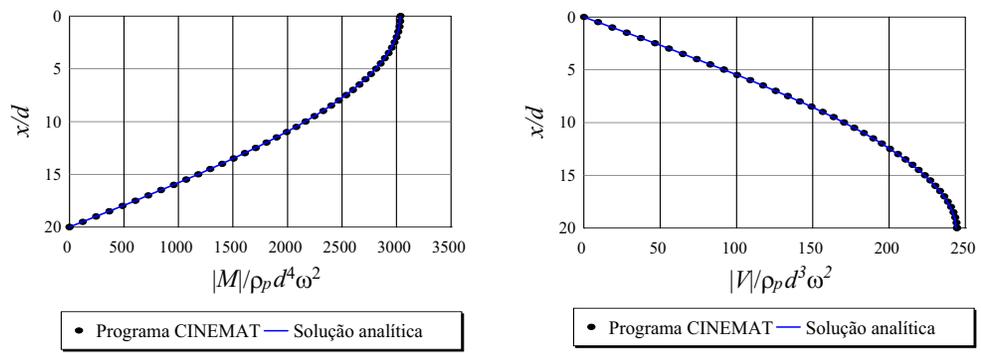


Fig. 28 – Distribuição dos esforços para $\omega=\omega_1$.

4.4 – Caso de estudo para a um cenário típico de uma estaca atravessando uma baixa aluvionar

Considere-se então um cenário de estudo mais realista do ponto de vista prático, em que se pretende analisar o efeito de interação cinemática para uma estaca atravessando uma formação aluvionar com a seguinte estratificação contando de cima para baixo:

- camada A: constituída por aterros e/ou por uma zona sobreconsolidada devido à dessecação do solo;
- camada B: representando uma camada aluvionar de natureza argilosa, normalmente consolidada apresentando um ligeiro aumento do módulo em profundidade;
- camada C: representando uma zona alterada do estrato competente;
- camada D: constituída por um maciço de boa qualidade e de elevada rigidez, podendo-se considerar simplifadamente como um substrato rígido.

Atribuíram-se para cada uma destas zonas as propriedades geotécnicas que se indicam no Quadro 4, Fig. 29 e Fig. 30.

Quadro 4 – Propriedades geotécnicas consideradas para o estudo.

Camada	Descrição	Comportamento	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	ν	$G_0(\text{MPa})$	Curvas $G/G_0-\gamma$ $\xi-\gamma$
A	Aterros e/ou zona dessecada	Não linear	19	0,3	80	Areia (Oceanário de Lisboa)
B	Camada aluvionar de natureza argilosa	Não linear	17	0,5	Variável entre 20 e 30	Argila (Stª Iria de Azóia)
C	Zona alterada do maciço competente	Linear com $\xi=1\%$	22	0,3	200 ($V_s=300\text{m/s}$)	—
D	Maciço de boa qualidade	Rígido	—	—	—	—

Convém frisar que se trata de um cenário de estudo hipotético, em que se aplicaram os resultados de ensaios realizados sobre solos de natureza semelhante e que se encontram relatados em Santos (1999).

Procurou-se de facto estudar para um cenário geotécnico mais realista qual a importância do efeito de interação cinemática solo-estaca durante a ocorrência de um sismo.

Para a estaca admitiu-se um comportamento elástico com as propriedades de um betão da classe B25, de acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1985).

Restringiu-se a rotação da cabeça da estaca e admitiu-se que na base o deslocamento da estaca é igual ao deslocamento do campo livre. A estaca e o solo foram discretizados em elementos de 0,5m de altura.

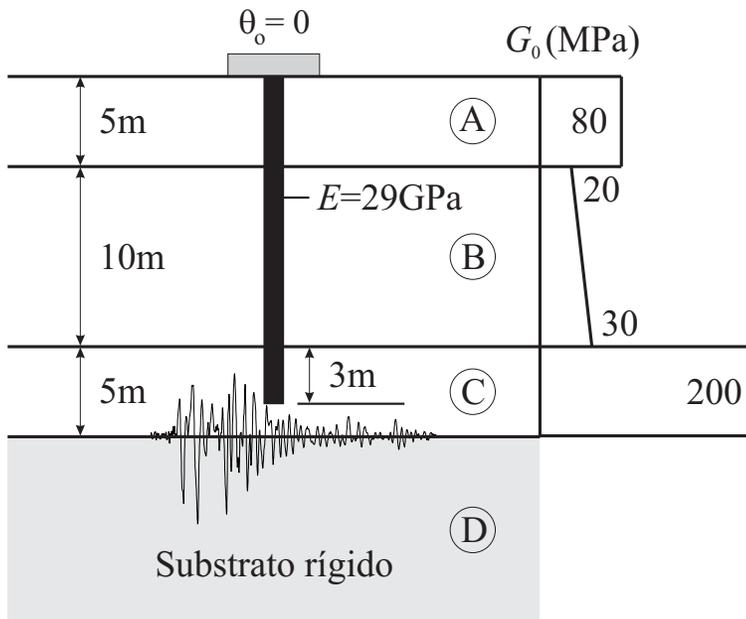


Fig. 29 – Modelo geotécnico.

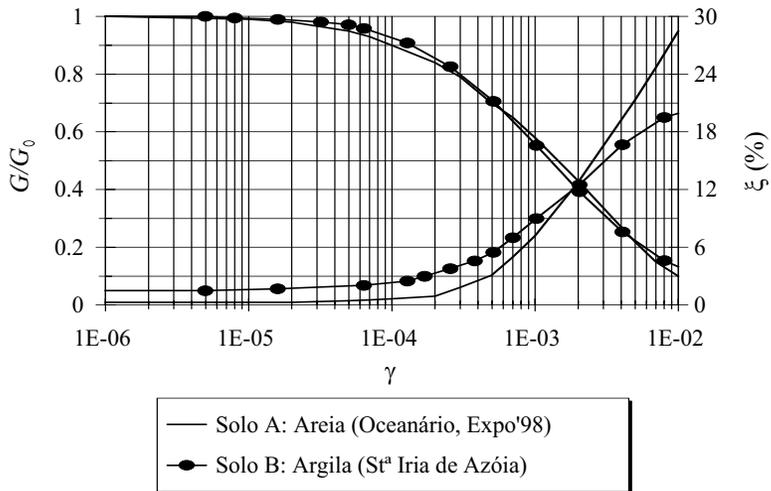


Fig. 30 – Curvas G/G_0 - γ e ξ - γ para os solos A e B.

Para este estudo, a acção sísmica foi definida por uma série temporal de aceleração horizontal imposta no topo do substrato rígido, tendo-se considerado o sismo de Kobe-JMA de 1995 - registo obtido na estação meteorológica de Kobe a cerca de 17km do epicentro (Suetomi e Yoshida, 1998). A representação gráfica do acelerograma encontra-se na Fig. 31, bem como o respectivo espectro de Fourier normalizado para a aceleração máxima de 0,1g.

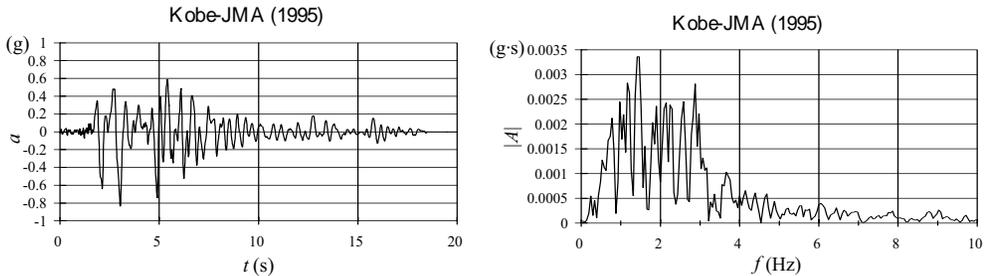


Fig. 31 – Sismo de Kobe: acelerograma e respectivo espectro de Fourier.

Salienta-se, que o principal objectivo do estudo de sensibilidade que se apresenta neste ponto é o de mostrar a influência e a forma como diversos factores afectam o efeito de interacção cinemática solo-estaca durante a ocorrência de um sismo.

Deste modo, não foram seleccionados acelerogramas compatíveis com as características principais dos sismos esperados para um determinado local, nem foram utilizados acelerogramas artificiais gerados de acordo os espectros de densidade de potência do RSAEEP (1986).

Os resultados que se vão apresentar referem-se aos valores máximos dos esforços obtidos na estaca para as diferentes situações de cálculo no domínio do tempo, utilizando o método linear equivalente. Efectuaram-se diversas análises correspondentes a três níveis de aceleração máxima ($a_{máx}=0,1, 0,15$ e $0,20g$) e a três valores do diâmetro da estaca ($d=0,50, 0,80$ e $1,30m$).

Faz-se notar, que os momentos flectores máximos ocorrem nas zonas de transição entre camadas (A-B e B-C), passando-se a designar o valor absoluto destes valores por $M1$ e $M2$, respectivamente. Utilizou-se uma simbologia semelhante para designar os valores máximos dos esforços transversos, $V1$ e $V2$ que ocorrem nas camadas A e C, respectivamente. A Fig. 32 ilustra o andamento qualitativo dos diagramas de esforços, em termos de valores absolutos.

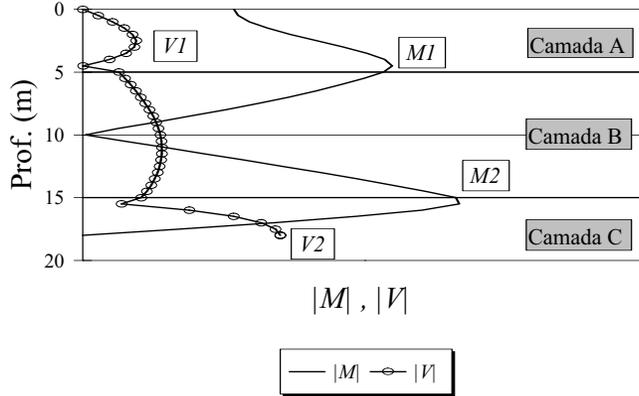


Fig. 32 – Andamento qualitativo dos esforços.

Dado que estas análises são feitas para estacas com diferentes diâmetros, os resultados só poderiam ser comparáveis após normalização. Assim para o caso dos momentos flectores calcularam-se os respectivos valores reduzidos dados por:

$$Mr = \frac{M}{2\pi r^3 f_{cd}} \quad (25)$$

em que r é o raio da estaca e f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Para o caso dos esforços transversos compararam-se os valores actuantes com os valores de cálculo do esforço transversal resistente devido apenas à contribuição do betão, V_{cd} , e com o seu valor máximo, $V_{rd}(máx)$, permitido no regulamento REBAP (1985).

Os resultados obtidos resumem-se nas Figuras 33 e 34.

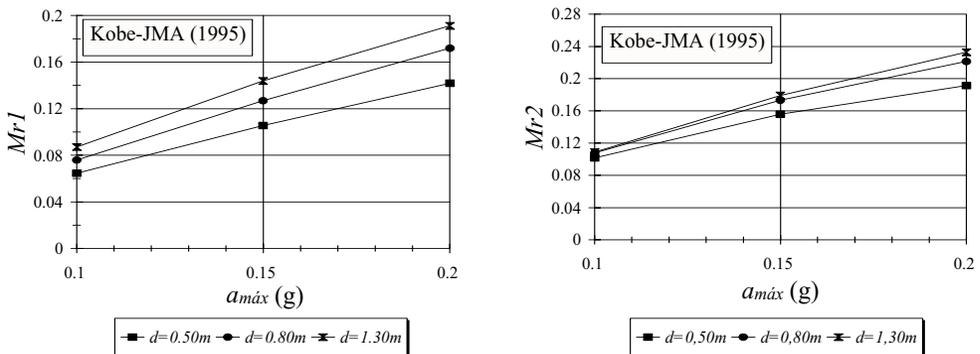


Fig. 33 – Evolução dos momentos flectores normalizados: $Mr1$ e $Mr2$.

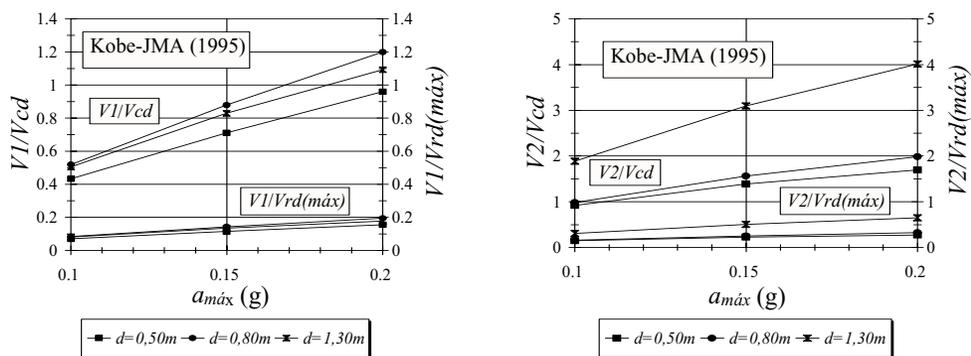


Fig. 34 – Evolução dos esforços transversos normalizados: $V1$ e $V2$.

A análise destas figuras permite tirar algumas ilações de índole geral acerca do efeito de interacção cinemática solo-estaca:

a) Influência do diâmetro da estaca

O aumento do diâmetro da estaca traduz-se, em geral, num aumento do momento flector reduzido, o qual é proporcional à relação M/r^3 . O momento actuante é aproximadamente proporcional ao momento de inércia da estaca e portanto ao seu diâmetro elevado ao expoente quatro, estando assim justificada a razão do tal aumento do momento flector reduzido. Em termos de esforços transversos observa-se a mesma tendência de valores.

b) Influência do acelerograma

Como seria de esperar, para um mesmo acelerograma, o aumento da aceleração máxima conduz a um agravamento dos esforços na estaca.

Para o sismo de Kobe, observa-se uma ligeira tendência de redução da taxa de crescimento dos esforços com o aumento da aceleração máxima. Isto deve-se provavelmente à mobilização de maiores níveis de amortecimento com o aumento da aceleração máxima.

A representação dos factores de amplificação dinâmica (Fig. 35a), ou seja, do valor absoluto das funções de transferência da aceleração basal para a aceleração no ponto médio da camada mais superficial permite mostrar o seguinte:

- para as propriedades iniciais (pequenas deformações), devido aos baixos níveis de amortecimento associados, verificam-se efeitos de amplificação importantes para as várias frequências próprias do sistema estratificado;
- no cálculo linear equivalente, a função de transferência obtida, após a convergência, é bastante suave devido aos elevados níveis de amortecimento induzidos na camada aluvionar B. O pico desta curva bem como da curva de transferência do momento flector $M1$ na transição entre as camadas A e B (Fig. 35b), localiza-se próximo da frequência de 1Hz numa zona de particular riqueza no espectro de Fourier do acelerograma do sismo de Kobe (Fig. 31).

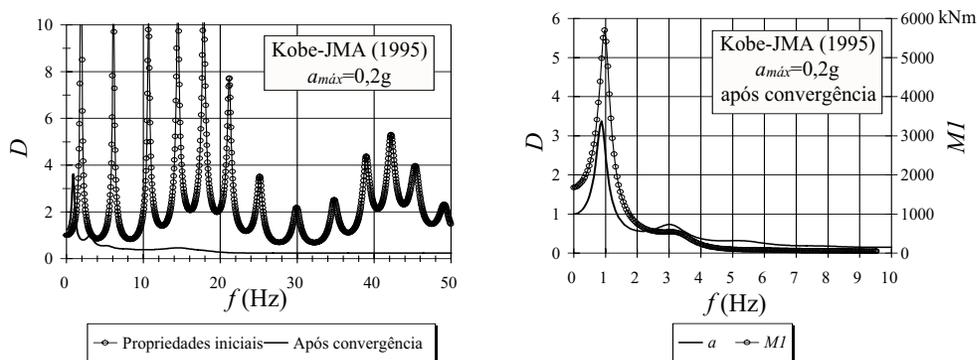


Fig. 35 – Funções de transferência: a) do terreno; b) do terreno e do momento flector.

Os resultados obtidos permitem evidenciar claramente a importância do efeito de interacção cinemática solo-estaca durante a actuação de um sismo, principalmente para as estacas de grande diâmetro. Em situações reais, tal como se procurou simular no cenário de estudo hipotético, o terreno é geralmente constituído por camadas com algum contraste de rigidez. Nestas condições, a estaca pode não conseguir acompanhar a deformada do terreno originando esforços de interacção particularmente importantes.

Obtiveram-se valores bastante gravosos, em termos de momentos flectores na zona de transição entre as camadas *A* e *B* ($MrI=0,16$ a $0,20$), localizada a uma profundidade de 5m. Repare-se que para esta profundidade ($>3d$, mesmo para a secção com 1,30m de diâmetro), os esforços devidos às forças de inércia da superestrutura são já praticamente insignificantes. Salienta-se ainda, que os esforços de interacção cinemática obtidos são provavelmente superiores aos esforços que ocorrem na cabeça da estaca devidos às forças de inércia da superestrutura, face à rigidez da camada superficial *A*.

Em termos de esforços transversos, obtiveram-se valores máximos da relação $VI/Vrd(máx)$ de cerca de 0,6. Alerta-se a necessidade de as estacas disporem de armadura transversal, não apenas no topo, mas também nas zonas próximas de transição entre camadas com grande contraste de rigidez. Aliás, este estudo revelou que a meio da camada aluvionar *B* a cerca de 10m de profundidade ocorrem esforços transversos da mesma ordem de grandeza ou até superiores àqueles que ocorrem na camada *A*, como se pode constatar da Fig. 32.

Quanto à zona de transição da camada aluvionar para o estrato competente, ocorrem esforços de interacção ainda mais gravosos.

Se por razões de ordem económica ou por razões construtivas, não for viável dimensionar a estaca para resistir a estes esforços de interacção cinemática em regime elástico, há que tomar os devidos cuidados quanto à disposição das armaduras no sentido de garantir uma certa ductilidade à estaca e de garantir a transmissão das cargas verticais ao estrato competente.

Como nota final, salienta-se ainda que para situações em que possam ocorrer fenómenos de liquefacção e portanto a ocorrência de grandes deslocamentos horizontais no terreno, o efeito de interacção cinemática solo-estaca torna-se num problema ainda mais dramático podendo causar grandes estragos ou mesmo a ruína da superestrutura por perda de equilíbrio global ou por deformações excessivas. Casos reais ilustrativos desta situação encontram-se bem relatados na literatura para o caso do sismo de Kobe.

5– CONSIDERAÇÕES FINAIS E AGRADECIMENTOS

Descreveu-se, neste artigo, as contribuições desenvolvidas pelo autor, no seu trabalho de doutoramento, no que se refere à análise do comportamento de estacas isoladas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas. Os principais aspectos de interacção solo-estaca foram evidenciados e discutidos ao longo do artigo.

No estado actual dos conhecimentos, não parece ser possível para a problemática em estudo, obter-se soluções com elevado grau de aproximação nem apontar um dos métodos como sendo o mais aconselhável. Procurou-se mostrar, que os métodos de análise mais simples baseados em modelos do meio discreto, quando devidamente calibrados, permitem oferecer o mesmo grau de confiança que os outros métodos mais rigorosos, mas à custa de um esforço de cálculo consideravelmente menor.

O autor deseja expressar os seus profundos agradecimentos a todas as entidades e pessoas que o apoiaram na realização do trabalho, sendo de destacar:

- o Professor António Gomes Correia (orientador), para quem as palavras de agradecimento são muitas e se devem à confiança depositada, aos ensinamentos e rigor científico transmitidos, ao estímulo ao longo dos anos e à orientação nas fases mais cruciais da dissertação;
- o Professor António Correia Mineiro (co-orientador), pela sua disponibilidade e inestimável apoio na revisão crítica da dissertação que tanto contribuiu para o seu enriquecimento.

Por fim, o autor deseja ainda agradecer à sua família em particular à Gracinda pelo seu constante apoio e pela sua compreensão e infinita paciência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO *Guide specifications for the seismic design of highway bridges*. Washington D.C., 1983.
- AFPS *Recommandations pour la redaction de regles relatives aux ouvrages et installations a realizer dans les regions sujettes aux seismes*. Paris, 1990.
- ASTM-D4254-91. *Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*, pp. 674-681, 1991.
- Bento, R. M. P. N. L. P. *Avaliação do comportamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado. Uma abordagem baseada em índices de danos*. Dissertação submetida ao IST-UTL para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1996.
- Berrones, R. F.; Whitman, R. V. *Seismic response of end-bearing piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 108, no. GT4, pp. 554-569, 1982.
- Blaney, G.W. e O'Neill, M. W. *Measured lateral response of mass on single pile in clay*. JGE, ASCE, vol. 112, pp. 443-448, 1986.
- Broms, B. B. *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. JSMFD, ASCE, vol. 90, no. 3, pp. 123-156, 1964a.
- Broms, B. B. *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. JSMFD, ASCE, vol. 90 n° 2, pp. 27-63, 1964b.
- Bureau of Ports and Harbours. *Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan*. Ministry of Transport, 1980.
- ENV 1998-5 *Eurocódigo 8. Parte 5: fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. Comissão europeia de normalizações, Bruxelas, 1994.

- Gomes Correia, A.; Oliveira, C. S. e Santos, J. A. *Metodologia para análise das condições de execução do aterro na fundação do Oceanário-Expo'98*. Nota técnica complementar. Relatório do Centro de Geotecnia do IST, 1994.
- Gomes Correia, A. e Santos, J. A. *Métodos de dimensionamento de uma estaca isolada sob acções horizontais*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, no. 71, pp. 51-64, 1994a.
- Gomes Correia, A. e Santos, J. A. *Behaviour of the foundation piles of Alcácer do Sal bridge under lateral loading*. 3rd International Conference on Deep Foundation Practice, Piletalk International '94, Singapore, pp. 69-75, 1994b.
- Gomes Correia, A. e Santos, J. A. *Influence of non-linear behaviour of concrete in laterally loading piles design*. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu - Paraná, Brasil, 1994c.
- Gomes, A. M. *Comportamento e reforço de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas*. Dissertação submetida ao IST-UTL para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1992.
- Guedes de Melo, F. A. *Comportamento de estacas e de grupo de estacas sob acção de solicitações horizontais estáticas*. Programa de Investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de Investigador-Coordenador, LNEC, Geotecnia, 1987.
- JSCE *Earthquake engineering design for civil engineering structures in Japan*. Tokyo, Japanese Society of Civil Engineers, 1988.
- Kagawa, T. e Kraft, L. M. *Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings*. Soils and Foundations, JSSMFE, vol. 20, pp. 19-34, 1980.
- Kavvadas, M. e Gazetas, G. *Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil*. Géotechnique 43, no. 2, pp. 207-222, 1993.
- Kaynia, A. e Kausel, E. *Dynamics of piles and pile groups in layered soil media*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 10, no. 8, pp. 386-401, 1991.
- Kaynia, A.M. *Dynamic stiffness and seismic response of pile groups*. Research report R82-03, MIT, Cambridge, MA., 1982.
- Ke Fan; Gazetas, G.; Kaynia, A.; Kausel, E. e Ahmad, S. *Kinematic seismic response of single piles and pile groups*. JGED, ASCE, 117, no. 12, 1860-1879, 1991.
- Kubo, K. *Experimental study of the behavior of laterally loaded piles*. Proc. of the 6th ICSMFE, vol. 2, pp. 275-279, 1965.
- Makris, N e Gazetas, G. *Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II : lateral and seismic response*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 21, no. 2. , 1992.
- Mammon, S.M. e Banerjee, P.K. *Response of piles and pile groups to travelling SH-Waves*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 19, pp. 597-610, 1990.
- Matlock, H. *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*. Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, vol. 1, pp. 577-594, 1970.
- Mizuno, H. *Pile damage during earthquakes in Japan*. Dynamic response of pile foundations (ed. T. Nogami), ASCE, pp. 53-78, 1987.
- Mizuno, H.; Iiba, M. e Hirade, T. *Pile damage during 1995 Hyougoken-Nanbu earthquake in Japan*. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco-Mexico, paper no. 977, 1996.
- Nikolaou, A. e Gazetas, G. *Seismic design procedure for kinematically stressed piles*. Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures. Special Technical Session on Earthq. Geotechnical Engineering. 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburgo, Germany, P. S. Sêco e Pinto Editor, A. A. Balkema, pp. 253-260, 1997.

- Novak, M. *Piles under dynamic loads*. Proc. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, paper no. SOA14, pp. 2433-2456, 1991.
- Portugal, J. *Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, 1992.
- Poulos, H. G. e Davis, E. H. *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons, 1980.
- Prakash, S. e Kumar, S. *Nonlinear lateral pile deflection prediction in sands*. JGE, vol. 122, no. 2, pp. 130-138, 1996.
- Prakash, V.; Powel, G.H. e Campbell, S. *DRAIN-3DX. Base program user guide, version 1.10*. Department of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley-California, USA, 1994.
- Proença, J.M.S.F.M. *Comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas. Desenvolvimento de um sistema reticulado contínuo*. Dissertação submetida à Universidade Técnica de Lisboa para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1996.
- REBAP *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço*. Imprensa Nacional, Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1985.
- Reese, L. C.; Cox, W. R. e Koop, F. D. *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Proc. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper OTC 2080, pp. 473-483, 1974.
- Reese, L.C. e Welch, R.C. *Laterally loading of deep foundations in stiff clay*. JGED, ASCE, vol. 101, no. 7, pp. 633-649, 1975.
- RSAAEP *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Imprensa Nacional, Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1986.
- Santos, J. A. *Comportamento de estacas verticais sob acção de cargas horizontais estáticas*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, 1993.
- Santos, J.A. *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Dissertação submetida ao IST-UTL para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1999.
- Santos, J.A. e Gomes Correia, A. *Efeito de interacção cinemática solo-estaca. Aspectos principais*. 4º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica - 2^{ème} Rencontre en Génie Parasismique des Pays Méditerranéens, Faro, vol. 1, pp. 223-232, 1999.
- Sousa Coutinho, A.G.F. *Comportamento de estacas verticais carregadas lateralmente à superfície do terreno*. Tese submetida para obtenção de grau de Doutor em Engenharia Civil pelo IST-UTL no âmbito do protocolo de cooperação entre o IST e o LNEC, 1995.
- Suetomi, I. e Yoshida, N. *Nonlinear behavior of surface deposit during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake*. Soils and Foundations Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, no. 2, 1998.
- Sullivan, W. R.; Reese, L. C. e Fenske, C. W. *Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay*. Numerical Methods in Offshore Piling, The Institution of Civil Engineers, London, 135-146, 1980.
- Terashi, M.; Kitazume, M. e Kawabata, K. *Centrifuge modeling of a laterally loaded pile*. Proc. of the XII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp. 991-994, 1989.
- Varatojo, A.P.C. *Estacas carregadas horizontalmente. Análise e dimensionamento*. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Doutor em Geotecnia, especialidade de Mecânica dos Solos, pela FCT-UNL, 1995.

- Varatojo, A.P.C. *Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais*. Dissertação apresentada à FCT-UNL para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, 1986.
- Wolf, J.P. *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Prentice Hall, Inc., 1994.
- Wolf, J.P. e Song, C. *Finite-element modelling of unbounded media*. John Wiley & Sons, Inc., 1996.



NUNO MANUEL DA COSTA GUERRA
nasceu em 1967, em Lisboa

Licenciou-se em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico (IST) da Universidade Técnica de Lisboa, em 1990. É Mestre em Mecânica dos Solos (1993) pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, com a dissertação intitulada “Paredes de contenção ‘tipo Berlim’ – Análise de efeitos tridimensionais”. Obteve, com este trabalho, o Prémio da Sociedade Portuguesa de Geotecnia conferida à melhor dissertação de mestrado da área da Geotecnia do biénio 1993-1994. Doutorou-se em Engenharia Civil (2000) pelo IST, com a tese “Mecanismo de colapso de estruturas de contenção ‘tipo Berlim’ por perda de equilíbrio vertical”. A este trabalho foi atribuída Menção Honrosa do Prémio Manuel Rocha da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, relativo ao quadriénio 2000-2004.

Iniciou a sua actividade profissional no Instituto Superior Técnico, como Monitor, em 1989/90, na Secção de Mecânica Aplicada do Departamento de Engenharia Civil (DECivil). Foi Assistente Estagiário (1990-93), Assistente (1993-2000) e é, desde 2000, Professor Auxiliar na Secção de Geotecnia do DECivil do IST. Colaborou, entre 1992 e 1996, com a empresa Geotest, Consultores Geotécnicos e Estruturais.

Colaborou ou colabora na leccionação de diversas disciplinas da área da Geotecnia nas Licenciaturas em Engenharia Civil, Engenharia do Território, Arquitectura e Engenharia e Gestão Industrial e nos Mestrados em Engenharia de Estruturas e Geotecnia para Engenharia Civil do IST. É autor de textos didácticos das áreas da Mecânica dos Solos e das Estruturas de Suporte.

É membro do Instituto de Engenharia de Estruturas, Construção e Território (ICIST) do IST, onde exerce actividade de investigação e prestação de serviços. É autor ou co-autor de cerca de 20 artigos em revistas e em congressos (nacionais e internacionais). Orientou ou orienta 5 dissertações de mestrado e 1 tese de doutoramento. É autor ou co-autor de cerca de 30 relatórios de prestação de serviços do Centro de Geotecnia do IST (até 2000) e no ICIST (desde 2000).

Foi, entre 2000 e 2004, membro da Comissão de Apoio da Direcção da Sociedade Portuguesa de Geotecnia para os assuntos da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. É, desde Março de 2004, Director Adjunto da Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia. É, desde 1998, membro do Grupo de Trabalho de Geotecnia da Ordem dos Engenheiros (OE). Desde 2001, é Especialista em Geotecnia pela OE e integra, desde Junho de 2004, a Comissão Executiva da Especialização em Geotecnia da OE.

MECANISMO DE COLAPSO DE CORTINAS DE CONTENÇÃO TIPO BERLIM DEFINITIVAS POR PERDA DE EQUILÍBRIO VERTICAL

Collapse mechanism of Berlin-type retaining walls by loss of vertical equilibrium

Nuno M. da Costa Guerra*

RESUMO – Apresenta-se o problema da estabilidade de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical e identificam-se as grandezas envolvidas no equilíbrio. Ilustra-se a importância deste mecanismo de colapso através de revisão bibliográfica e da descrição sumária de casos de rotura. Adapta-se, descreve-se e aplica-se um modelo de cálculo bidimensional por elementos finitos para a modelação de paredes de contenção tipo Berlim. Neste modelo, a instabilidade vertical por encurvadura dos perfis é considerada utilizando elementos barra com comportamento elástico perfeitamente plástico. Com este modelo descreve-se o mecanismo de colapso de um caso de uma cortina com deficiente apoio vertical, suportando solo argiloso, em condições não drenadas. Com recurso a uma análise paramétrica, evidencia-se a influência das propriedades dos perfis verticais, da interface solo-cortina e do terreno no comportamento de paredes tipo Berlim com deficientes condições de equilíbrio vertical.

SYNOPSIS – The problem of the stability of Berlin-type retaining walls by loss of vertical equilibrium is presented and the components of equilibrium are identified. The importance of this collapse mechanism is shown through a bibliography review and through a brief description of case studies in which failure occurred. A 2D finite element model is adapted, described and applied to modelling Berlin-type walls. In this model, the vertical instability by buckling is modelled assuming elastic perfectly plastic behaviour of bar elements. Using this model, the collapse mechanism of a Berlin type wall with poor vertical support in clayey soil in undrained conditions is described. A parametric analysis is used to study the influence of the properties of the piles, of the soil-to-wall interface and of the soil in the behaviour of this type of structure with poor vertical support.

1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 – Nota preliminar

O presente artigo refere-se aos principais aspectos desenvolvidos ao longo do trabalho de doutoramento (Guerra, 1999), discutido em 2000, pelo que o que nele se apresenta corresponde a estudos realizados entre 1996 e 1999. O assunto, no entanto, teve outros desenvolvimentos posteriores e foi já alvo de outras publicações. Assim, quando tal for relevante, far-se-á referência a trabalhos realizados posteriormente à conclusão da tese de doutoramento, por forma a indicar ao leitor as linhas de trabalho entretanto seguidas.

O trabalho em causa pode ser dividido nos seguintes assuntos:

*Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, E-mail:nguerra@civil.ist.utl.pt

- revisão bibliográfica e considerações sobre cargas verticais em cortinas de contenção (Capítulos I e II);
- instrumentação e observação para a análise do equilíbrio vertical (Capítulos III e IV);
- descrição e teste de modelo de cálculo a usar na análise numérica do equilíbrio vertical (Capítulo V);
- modelação do mecanismo de colapso devido à instabilidade vertical (Capítulo VI);
- estudo paramétrico da estabilidade vertical (Capítulo VII);
- modelação do mecanismo de colapso através da consideração explícita dos efeitos da não linearidade geométrica (Capítulo VIII);
- desenvolvimento de metodologia para o dimensionamento expedito dos perfis verticais em estruturas de contenção tipo Berlim (Capítulo XIX);
- conclusões (Capítulo X).

Não é possível, no artigo que agora se apresenta, a abordagem de todos os temas indicados. Opta-se, por isso, por fazer uma introdução ao assunto da estabilidade vertical de estruturas de contenção através da apresentação de uma revisão bibliográfica dos principais resultados anteriormente obtidos por outros autores, por descrever o problema do equilíbrio vertical no caso das paredes tipo Berlim, por resumir os aspectos principais que resultaram da aplicação do modelo numérico para a descrição do mecanismo de colapso devido à instabilidade vertical e por apresentar os principais resultados de uma análise paramétrica dos aspectos mais importantes que afectam o equilíbrio vertical de cortinas de contenção tipo Berlim definitivas.

1.2 – Introdução

A utilização do espaço subterrâneo tem, em especial nas últimas décadas, vindo a sofrer forte incremento, em particular nos meios urbanos, onde são frequentes edifícios com vários pisos em cave, estruturas subterrâneas para estacionamento automóvel, túneis de metropolitano, rodoviários e ferroviários. Por motivos fundamentalmente relacionados com o espaço disponível, a maior parte das estruturas referidas é realizada à custa de escavações de face vertical, suportadas por estruturas de contenção flexíveis.

Uma estrutura de contenção é flexível se apresentar deformabilidade suficiente para que as pressões do terreno que suporta se alterem em distribuição e grandeza devido a essa deformabilidade, modificando, por consequência, os esforços na própria cortina (Peck, 1972). Como exemplos de estruturas de contenção flexíveis, indicam-se as paredes moldadas, as cortinas de estacas, as estacas-pranchas, as paredes tipo Berlim e outros tipos de parede derivados destes ou combinando algumas destas soluções, assim como muitas das estruturas habitualmente utilizadas na estabilidade de valas provisórias para a instalação de serviços e infra-estruturas.

Entre as estruturas de contenção flexíveis, as cortinas tipo Berlim definitivas são das mais frequentes em Portugal. São paredes de contenção tipo Berlim definitivas aquelas em que se procede à instalação prévia de perfis verticais em furos realizados na periferia da área a escavar e em que a escavação é conduzida por níveis e acompanhada da execução alternada de painéis de betão armado, primários — executados em primeiro lugar — e secundários — executados após os primários.

A estabilidade e a manutenção de deformações compatíveis com o meio envolvente são asseguradas normalmente por ancoragens pré-esforçadas, seladas no terreno. A betonagem dos

painéis vai, assim, sendo realizada de cima para baixo, isto é, executando em primeiro lugar os painéis mais superficiais, ficando os perfis metálicos verticais incorporados na parede.

Na Figura 1 apresenta-se esquematicamente o procedimento construtivo desta solução.

1.3 – A questão da designação “tipo Berlim”

O tipo de estrutura de contenção em análise é correntemente conhecida por *parede de contenção tipo Berlim* ou *tipo Berlim definitiva*, derivada da parede de contenção *tipo Berlim provisória* ou *tradicional* ou simplesmente *Berlim*, no que respeita ao procedimento construtivo adoptado.

No entanto, sob o ponto de vista conceptual e de dimensionamento, as duas estruturas de contenção – provisória e definitiva – terão pouco em comum. A inspiração do procedimento construtivo da segunda no adoptado na primeira parece, no entanto, clara e justificará a designação que lhe tem sido atribuída.

As estruturas de contenção *tipo Berlim provisórias* tiveram origem na Alemanha no ano de 1900 (Wittke, 1997), na construção do Metropolitano de Berlim, tendo sido muito usadas na mesma cidade no período que antecedeu a Segunda Guerra Mundial.

Conceptualmente, as estruturas *tipo Berlim provisórias* deverão ser encaradas como uma alternativa a soluções como as estacas-pranchas, sendo habitualmente de carácter provisório e apropriadas a solos relativamente resistentes e com importante componente coesiva. Os elementos verticais, perfis metálicos H ou I, colocados – eventualmente por cravação – com os banzos paralelamente à face da escavação, garantem a absorção das pressões do terreno através da sua inércia à flexão, função para a qual este tipo de perfil é particularmente competente, quando colocado da forma indicada.

O nascimento desta solução é descrito por Wittke (1997):

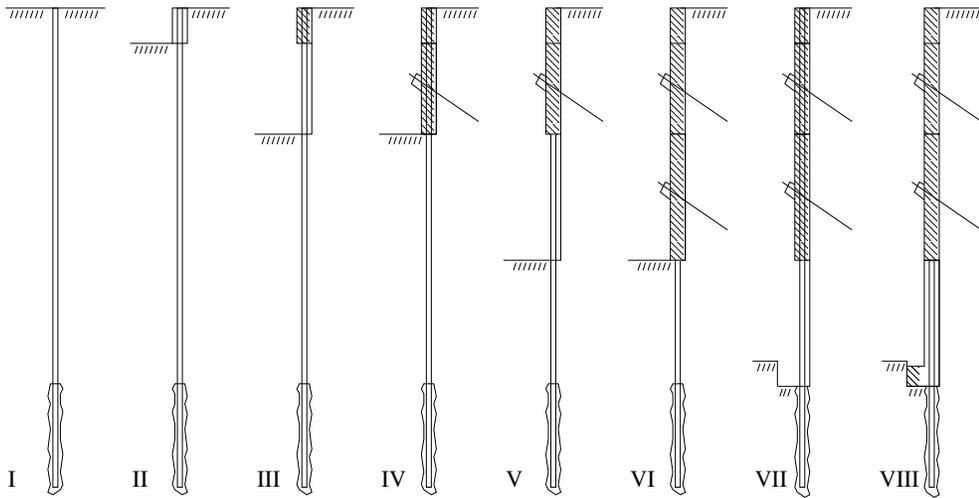
“(…) para o suporte de escavações na execução de túneis através do método “cut-and-cover” eram usadas frequentemente estacas-pranchas de madeira. Em 1900, em Berlim, foram usados pela primeira vez elementos metálicos, espaçados de 1,5 m, para evitar as vibrações causadas pela cravação de estacas-pranchas. Após o rebaiamento do nível de água no solo, foram inseridas pranchas de madeira entre as estacas metálicas, à medida que a escavação foi decorrendo. Foi necessário diminuir as vibrações porque, no troço a que se refere a figura (Figura 2), o metropolitano passa a uma distância de apenas 4 m da Igreja do Imperador Guilherme, visível ao fundo na fotografia.”

A disposição dos perfis facilita, sob o ponto de vista construtivo, a colocação entre eles de pranchas de madeira, que permitem transmitir-lhes a totalidade das pressões do terreno do lado “activo”.

Poderão ainda ser classificadas de estruturas *tipo Berlim provisórias* todas aquelas em que as pranchas de madeira sejam substituídas por outro tipo de solução ligeira e conferindo pequena rigidez à flexão na direcção vertical. É, por exemplo, o caso das soluções em que se recorre a betão projectado – método de *Essen* (Companhia do Metro de S. Paulo, 1980) – ou mesmo a painéis pré-fabricados de betão armado.

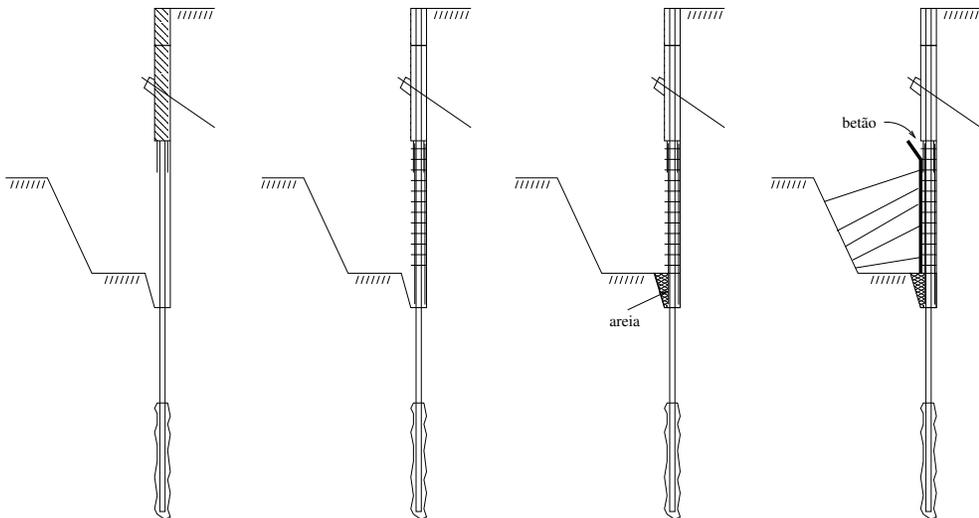
A solução apresenta ainda algumas variantes, com os nomes de *Hamburgo* e *Munique*, que apenas diferem da solução *Berlim* no processo de execução da estrutura definitiva (Companhia do Metro de S. Paulo, 1980).

Nas estruturas de contenção *tipo Berlim definitivas*, contrariamente às estruturas de contenção *tipo Berlim provisórias*, os perfis verticais não são habitualmente contabilizados como elementos conferindo rigidez por flexão à parede de contenção, uma vez que esta função é conseguida através do elemento de betão armado, betonado no local, que possui rigidez à flexão



Fase	Descrição
I	furação, instalação dos perfis e selagem
II	execução da viga de coroamento
III	escavação do 1º nível, por painéis alternados
IV	execução, por painéis alternados, dos painéis do 1º nível; realização e pré-esforço das ancoragens
V	escavação do 2º nível, por painéis alternados;
VI	execução, por painéis alternados, dos painéis do 2º nível; realização e pré-esforço das ancoragens
VII	escavação do 3º nível, por painéis alternados;
VIII	execução, por painéis alternados, dos painéis do 3º nível.

(a) Descrição geral



(b) Descrição detalhada (fases V e VI)

Fig. 1 - Descrição esquemática do processo construtivo das estruturas de contenção tipo Berlim definitivas.

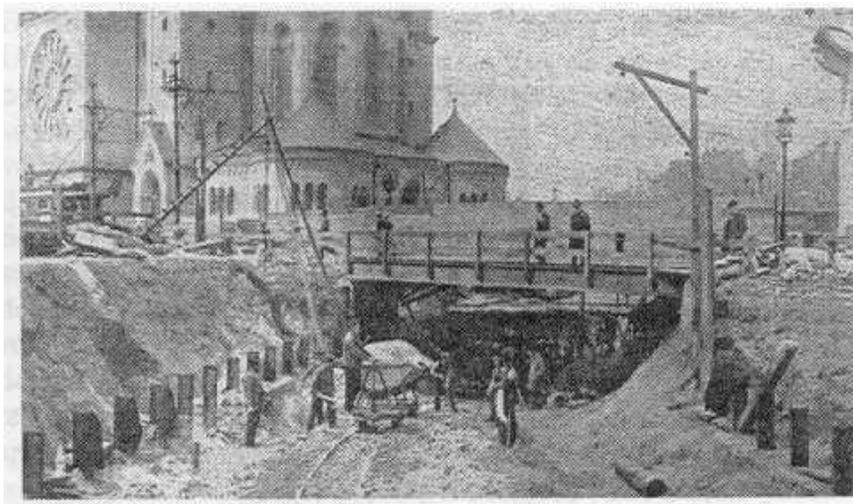


Fig. 2 - Construção da primeira parede *tipo Berlim provisória*, no ano de 1900 (Kress, 1922).

consideravelmente superior. A função dos perfis verticais é, assim, a da transmissão das cargas verticais que provêm do peso próprio da parede de betão e da habitualmente forte componente vertical das forças das ancoragens, não sendo usualmente considerada no dimensionamento qualquer função de absorção de momentos flectores.

Sintomática da inspiração deste procedimento no método construtivo das paredes de contenção *Berlim provisórias* é a adopção quase generalizada de perfis metálicos H também nesta solução, colocados em obra com os banzos paralelamente à parede. Escolhendo um perfil deste tipo, esta colocação poderá justificar-se pelo facto de possíveis momentos flectores serem mais prováveis nesta direcção, devido às acções impostas pelo pré-esforço nas ancoragens e pelas pressões do terreno. Contudo, uma secção tubular ou de forma semelhante parece ser muito mais adequada a situações de esforço normal predominante.

É frequente, na execução das paredes *tipo Berlim definitivas*, a escavação atrás dos perfis como representado na Figura 3(a) para permitir a colocação da armadura, ao contrário do que é habitual realizar-se nas paredes *tipo Berlim provisórias* (Figura 3(b)). Este procedimento reduz, no caso das paredes *tipo Berlim definitivas*, os esforços de flexão transmitidos aos perfis mas provoca maiores deslocamentos. Refira-se, ainda, que na execução das paredes *tipo Berlim definitivas* é habitual o recurso a banquetas de solo não escavado, na zona dos painéis secundários, que através de efeito de arco tridimensional tenderão a reduzir os deslocamentos e contrariarão, pelo menos em parte, o efeito negativo da escavação referida.

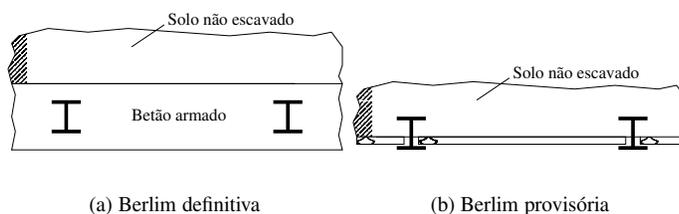


Fig. 3 - Comparação entre as estruturas *tipo Berlim definitiva* e *provisória*.

As primeiras estruturas de contenção *tipo Berlim definitivas* terão sido realizadas por Baracho Dias (1995), na empresa RODIO, em 1971, na cidade de Coimbra (numa variante sem perfis) e em 1975, em Lisboa. Este autor defende, assim, as designações de paredes *Coimbra e Lisboa* para esta solução. Outros designam-nas por paredes *Munique* e encontra-se ainda referência à variante destas estruturas sem perfis verticais com a designação de *método monegasco*.

Adopta-se, neste trabalho, a designação de paredes *tipo Berlim definitivas* ou, simplesmente, *tipo Berlim*.

1.4 – Objectivo e interesse do trabalho

A preferência que se verifica em Portugal pelas estruturas de contenção tipo Berlim definitivas deve-se, fundamentalmente, a razões de carácter económico, à sua adequabilidade às condições geotécnicas da maior parte da área das maiores cidades de Portugal e ainda às dificuldades que a utilização de soluções alternativas, como paredes moldadas ou cortinas de estacas-pranchas, apresenta por vezes, face a essas mesmas condições geotécnicas.

A ilustrar esta preferência estão os resultados que constam da Figura 4, que mostram a evolução entre 1983 e 1999 do número de projectos de escavação apresentados à Câmara Municipal de Lisboa, com a separação entre as soluções de parede tipo Berlim, parede moldada e outras e que evidenciam que a solução tipo Berlim é, por larga margem, a mais utilizada.

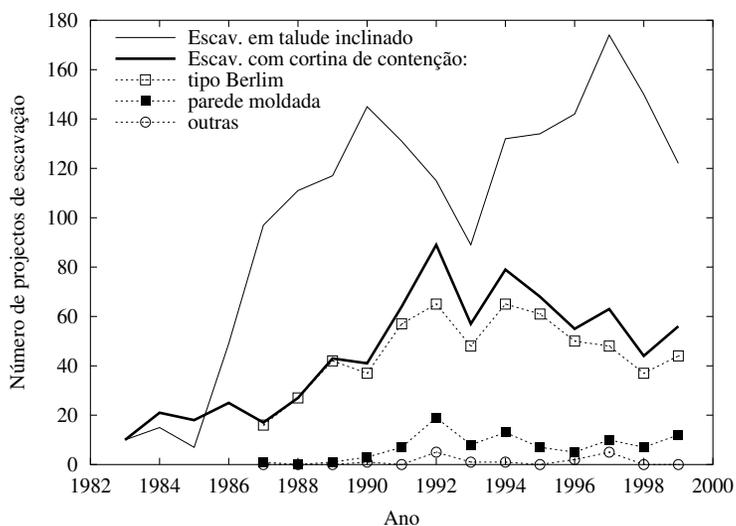


Fig. 4 - Evolução do número de projectos de escavação apresentados na Câmara Municipal de Lisboa para apreciação, entre 1983 e 1999, não incluindo a área do Parque das Nações (Almeida, 1999a,b).

Verifica-se, no entanto, que apesar de numerosos autores se terem já dedicado a diversos aspectos da modelação do comportamento de estruturas de contenção flexíveis, como paredes moldadas, estacas-pranchas e outras estruturas com problemas semelhantes, não são frequentes os trabalhos de investigação que se ocupem de estruturas de contenção tipo Berlim.

Um aspecto, em particular, permanece não estudado de forma satisfatória: o comportamento destas estruturas em relação às cargas verticais, especialmente quando há importantes componentes verticais das forças das ancoragens, que se adicionam ao peso da própria parede. A importância desta faceta do comportamento tem-se evidenciado em alguns casos de rotura ou de grandes movimentos experimentados por cortinas de contenção deste tipo, nos quais se verifica que esta

questão está normalmente presente, mesmo nas situações em que não foi a razão determinante do acidente ou do incidente.

Por outro lado, assiste-se ainda hoje, com alguma frequência, a discussões nos meios técnicos sobre a forma como o problema da transmissão das cargas verticais deverá ser considerado em projecto, tratando-se, portanto, de uma questão muito actual e que está longe de ter sido resolvida.

O objectivo deste trabalho é, assim, o estudo do comportamento das estruturas de contenção tipo Berlim sob acção de cargas verticais e a compreensão dos mecanismos que conduzem ao colapso destas estruturas por insuficiente capacidade resistente àquelas acções.

2 – CARGAS VERTICAIS EM CORTINAS DE CONTENÇÃO

2.1 – Introdução

As cortinas de contenção flexíveis ancoradas apresentam algumas significativas vantagens sobre as cortinas escoradas, reduzindo o tempo necessário para a execução e permitindo uma maior flexibilidade no processo construtivo devido ao maior espaço disponível no interior da escavação.

As soluções de contenção que recorrem a ancoragens começaram a ser utilizadas a partir da Segunda Guerra Mundial e, especialmente, a partir dos anos 60, verificando-se que se têm vindo a impor em detrimento do recurso a escoramento (Gould, 1990). A ilustrá-lo, O'Rourke e Jones (1990) estimam que 85% das escavações eram, à data da publicação, realizadas com recurso a ancoragens pré-esforçadas. Parece também demonstrada a eficácia das cortinas ancoradas. Schnore (1990), por exemplo, traduzindo a experiência do New York State Department of Transportation, classifica de “baixo” o risco de assentamentos significativos do solo suportado por paredes ancoradas.

As ancoragens, no entanto, aplicam à cortina significativas forças verticais de sentido descendente, que não existem nas estruturas escoradas convencionais e que tornam importante a verificação da segurança em relação à estabilidade vertical da parede.

Para que haja equilíbrio nesta direcção é necessário, tal como se pretende representar na Figura 5(a), que a força vertical devida às componentes verticais das forças das ancoragens e ao peso próprio da parede seja compensada pela força vertical que se desenvolve no pé da parede e pela resultante das tensões de corte nas interfaces solo-parede devido às forças de corte, de modo a que seja verificada a equação

$$N_{total} = W_{parede} + \sum F_{anc} \text{sen} \alpha = F_b + F_a^p + F_a^a \quad (1)$$

onde N_{total} é a força total vertical “actuante” na parede, W_{parede} é o peso da parede, $\sum F_{anc} \text{sen} \alpha$ é a força vertical total devida às ancoragens, F_b é a força que se desenvolve na base da parede, F_a^p é a força de corte na interface solo-parede do lado passivo e F_a^a é a força de corte na interface do lado activo.

A força F_b deverá verificar a segurança em relação à capacidade resistente vertical do terreno e o seu cálculo é conhecido para os casos de estruturas de contenção como as paredes moldadas, podendo para tal seguir-se o referido em Xanthakos (1994) ou metodologias semelhantes. No caso de paredes como cortinas de estacas-pranchas, no entanto, a menos que a cortina esteja assente num estrato muito resistente, não há a possibilidade de desenvolvimento de reacção na base ($F_b \simeq 0$), por esta não possuir largura significativa.

Matos Fernandes (1983) mostrou que a mobilização da resistência na interface solo-parede do lado passivo, F_a^p , tem um papel importante no equilíbrio vertical, em estruturas como as pare-

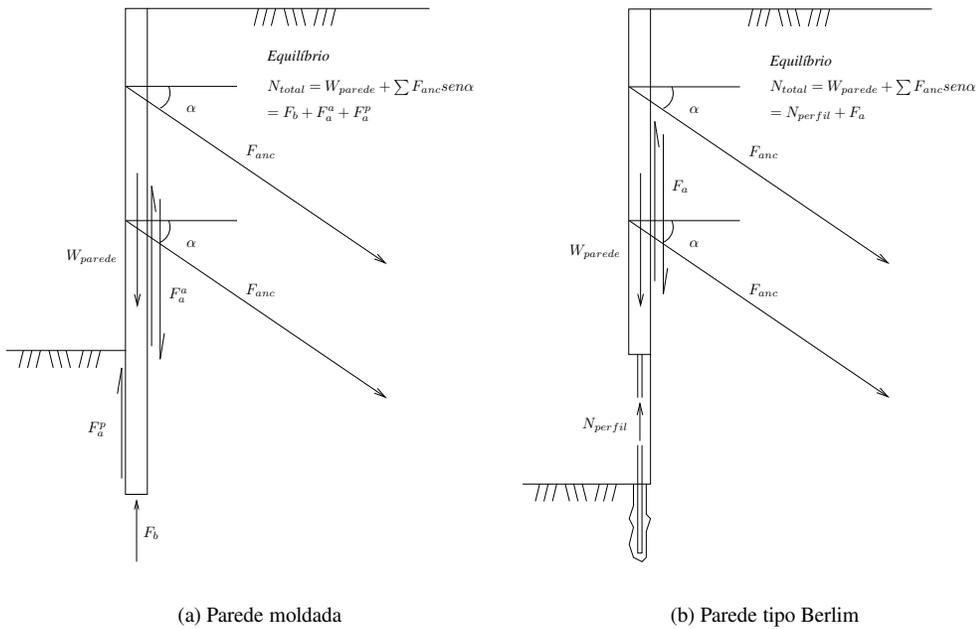


Fig. 5 - Equilíbrio vertical de paredes de contenção flexíveis.

des moldadas ou cortinas de estacas-pranchas, inclusivamente nos casos em que os assentamentos da parede sejam muito reduzidos. Pelo contrário, mesmo que a estrutura sofra assentamentos muito elevados, a resistência na interface solo-parede do lado activo, F_a^a , não é completamente mobilizada (Matos Fernandes, 1983, 1985; Trigo, 1990; Matos Fernandes et al., 1993, 1994).

Verifica-se, no entanto, que mesmo em literatura actual se admite serem adequadas as tensões de corte entre a parede e o solo suportado para fornecer a reacção vertical indispensável ao equilíbrio (ASCE, 1997). O Canadian Foundation Engineering Manual (1978) considera mesmo que apenas deverá ser contabilizada a resistência lateral do lado activo. A importância deste assunto parece, contudo, estar clara desde o início da utilização de ancoragens pré-esforçadas em obras de contenção. Com efeito, Broms (1968) identificara já a importância de F_a^p e a difícil mobilização de F_a^a e Hanna (1968) referira que nos casos de rotura de paredes ancoradas de que tinha conhecimento, a causa tinha sido, invariavelmente, o apoio inadequado da base da parede. A mesma ideia é transmitida por Goldberg et al. (1976), ao afirmarem que a maior parte dos problemas que ocorrem relacionados com cortinas ancoradas dizem respeito aos movimentos verticais excessivos.

A difícil mobilização da resistência na interface do lado activo, tal como apontado por Hanna (1968), Matos Fernandes (1985) e Matos Fernandes et al. (1993, 1994), faz com que a verificação do equilíbrio vertical em paredes de contenção tipo Berlim seja uma questão de grande importância. Com efeito, neste tipo de parede de contenção, conforme anteriormente ilustrado, são executados furos verticais ao longo do perímetro da escavação a realizar, no interior dos quais são instalados perfis metálicos verticais. À medida que a escavação progride, vai sendo executada uma parede de betão armado, betonada directamente contra o terreno, envolvendo os perfis metálicos verticais. Este procedimento implica que não exista lado passivo da parede de contenção, uma vez que abaixo do nível de escavação, em cada fase, não há parede mas apenas os perfis verticais.

Os perfis verticais e, eventualmente, com as restrições acima referidas, o lado activo da parede, devem assim garantir o equilíbrio das forças verticais, o que significa, conforme apresentado na Figura 5(b), que a força total por unidade de comprimento da escavação é:

$$N_{total} = W_{parede} + \sum F_{anc} \text{sen}\alpha = N_{perfil} + F_a \quad (2)$$

onde W_{parede} e $\sum F_{anc} \text{sen}\alpha$ têm o significado já referido, N_{perfil} é a força transmitida aos perfis metálicos verticais e F_a é a força de corte, mobilizada por adesão e (ou) atrito na interface solo-parede.

Esclarecer em que medida se poderá mobilizar a força de corte do lado activo constitui uma questão importante para o equilíbrio expresso pela equação (2) e para o dimensionamento deste tipo de estrutura de contenção, sendo, portanto, um dos objectivos deste trabalho.

Importa pois conhecer o comportamento das cortinas de contenção flexíveis no que se refere às cargas verticais, nomeadamente no que respeita a casos em que o equilíbrio nesta direcção tenha sido deficiente. É ainda importante estudar as parcelas que compõem a equação (2), quer no que respeita aos seus valores limites e de dimensionamento, quer no que respeita à sua determinação em casos de obra reais.

2.2 – Comportamento evidenciado por modelos físicos

Hanna e Matallana (1970) realizaram um conjunto de ensaios de laboratório em modelo reduzido, realizados num solo arenoso, destinados a comparar o comportamento de estruturas de contenção ancoradas em função de diferentes diagramas de pré-esforço das ancoragens. Numa série de ensaios realizados por estes autores foram considerados 3 níveis de ancoragens horizontais; na outra estas ancoragens eram inclinadas a 30° com a horizontal. Em ambos os casos foi considerada a sequência construtiva sugerida pela Figura 6(a).

Comparando os resultados de dois ensaios com o mesmo diagrama de pré-esforço das ancoragens mas com diferentes inclinações (0 e 30°) os referidos autores verificaram normalmente pequenas variações de carga nas ancoragens com excepção do ensaio em que a altura enterrada da cortina se anulou e para a inclinação de 30°. Para esta situação foi detectada uma perda significativa da carga nos dois primeiros níveis de ancoragens (até cerca de 40%) e um aumento substancial no nível mais profundo (ver Figura 6(b)).

Inicialmente, não há praticamente movimento vertical da parede. À medida que aumenta a profundidade escavada, verifica-se a ocorrência de deslocamentos laterais ao nível da base da parede ultrapassando os deslocamentos do topo, no caso de as ancoragens serem horizontais. Estes deslocamentos são acompanhados do assentamento da parede. No caso das ancoragens inclinadas, verifica-se uma translação global da parede no sentido da escavação, também acompanhada de assentamentos que são, por exemplo, na fase 8, cerca de 13 vezes os que se verificam na parede suportada por ancoragens horizontais (Figura 6(c)).

A superfície da areia suportada assentou conforme representado na Figura 6(d), mostrando-se os assentamentos particularmente sensíveis à inclinação das ancoragens, sendo, para o caso das ancoragens inclinadas a 30°, várias vezes superiores aos que se verificaram na situação de ancoragens horizontais.

Plant (1972) realizou estudos semelhantes, também em modelo físico, com o objectivo de estudar a influência da inclinação das ancoragens no comportamento de cortinas de contenção, tendo detectado diminuições de carga nas ancoragens que chegaram a atingir 50% nos casos das maiores inclinações, face ao máximo de 12% detectado no caso das ancoragens horizontais. Os assentamentos do terreno suportado, o movimento da parede e as variações das cargas nas ancoragens tiveram comportamento do tipo do obtido por Hanna e Matallana (1970).

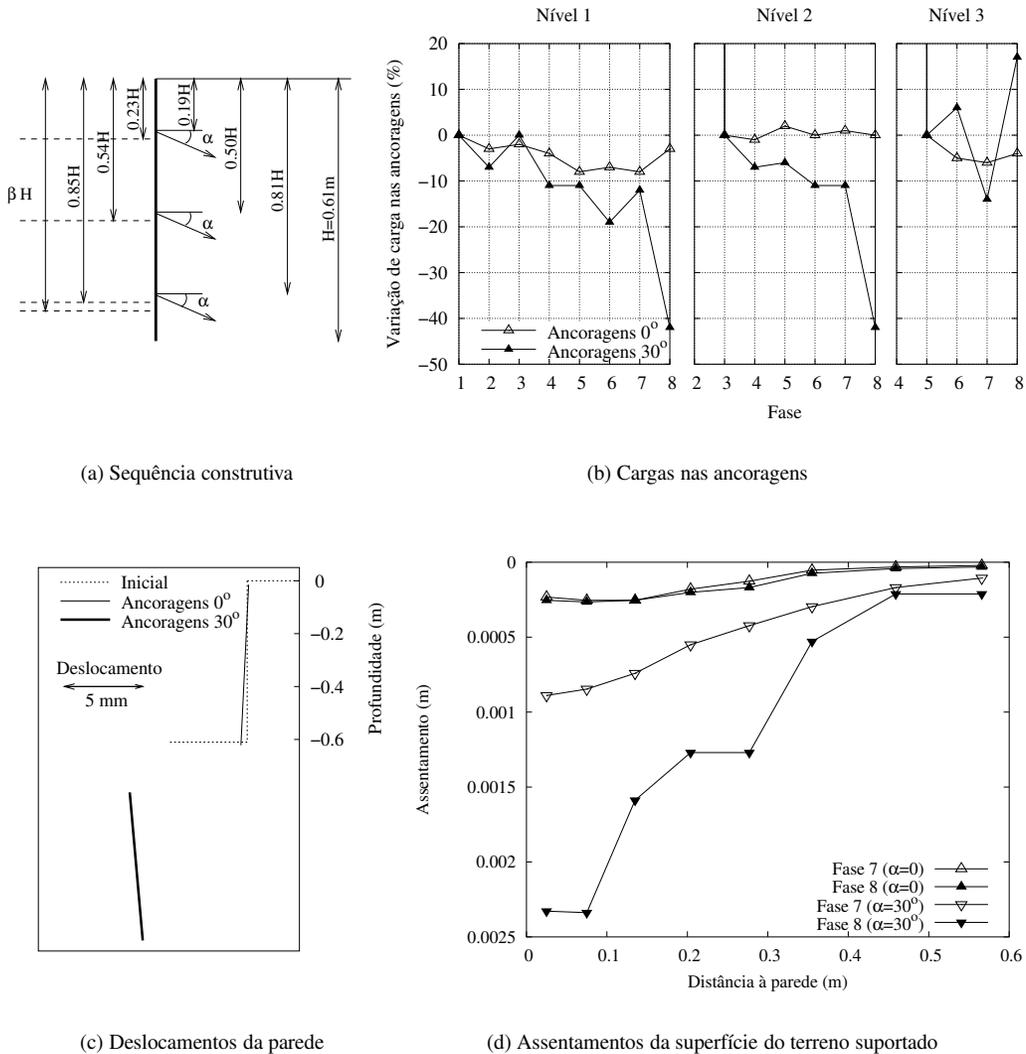


Fig. 6 - Resultados dos ensaios em modelo físico (Hanna e Matallana, 1970).

O referido autor detectou ainda ângulos de atrito mobilizados entre o solo suportado e a parede (de alumínio) com o valor máximo de 11° , o que ocorreu para uma inclinação das ancoragens de 30° . Aumentando a inclinação para 45° , apesar de o assentamento ser três vezes superior, o ângulo de atrito mobilizado é apenas da ordem de 5° . Ver-se-á, conforme observado por Matos Fernandes et al. (1993), que este comportamento é confirmado pelos resultados numéricos obtidos por estes autores.

2.3 – Comportamento evidenciado por modelos numéricos

O recurso a modelos numéricos permite, tal como os modelos físicos, tirar importantes conclusões sobre o comportamento de cortinas de contenção quando são deficientes as condições de equilíbrio vertical. Diversos trabalhos abordam este assunto, destacando-se os de Matos Fernan-

des (1983, 1985), Trigo (1990) e Matos Fernandes et al. (1993, 1994).

Matos Fernandes et al. (1993) identificaram os principais aspectos do comportamento de cortinas flexíveis em relação às cargas verticais, através de análise por elementos finitos do caso de estudo cujas principais características se indicam na Figura 7. As análises foram realizadas em 9 fases: escavação nas fases 1, 3, 5, 7 e 9 e aplicação do pré-esforço das ancoragens (supostas com selagem fixa na fronteira inferior da malha, coincidente com o tecto do firme) nas fases 2, 4, 6 e 8. Os 4 cálculos realizados, conforme indicado na Figura 7(a), diferem no valor da altura enterrada da cortina.

Na Figura 7(b) os autores representam os deslocamentos finais da parede e da superfície do terreno para as análises A, C e D. A análise A evidencia assentamento vertical da parede praticamente nulo, pelo que esta aplica forças de corte de sentido ascendente ao solo suportado, causando uma redução do assentamento nas proximidades da escavação e induzindo uma curvatura côncava na superfície do terreno. Verifica-se ainda a convexidade da face da frente da parede.

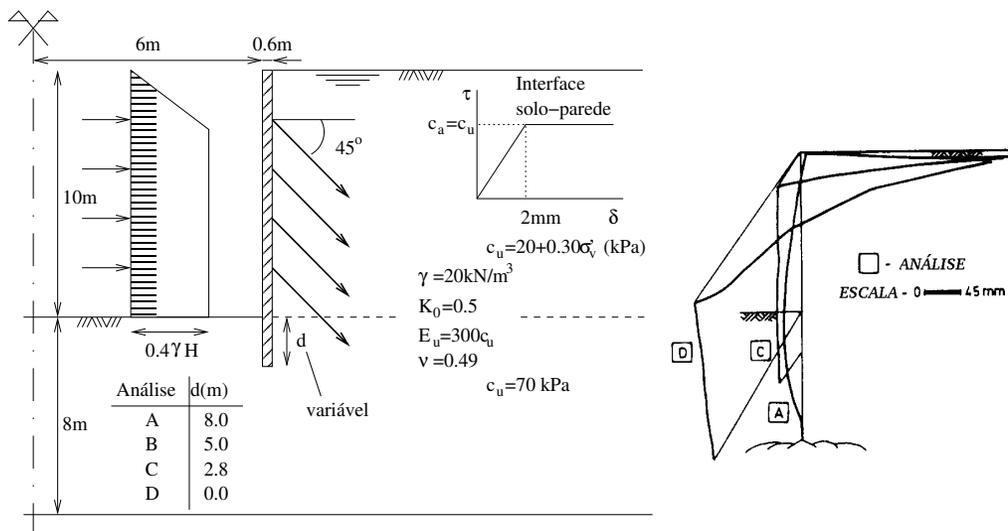
Este comportamento não se evidencia nos casos das análises C e D, com fracas condições de apoio vertical: a parede não apresenta qualquer convexidade e a superfície do terreno suportado torna-se convexa, devido à aplicação àquele terreno de forças de corte descendentes. Igual comportamento pode ser observado nos resultados obtidos por Hanna e Matallana (1970) que se apresentaram na Figura 6(d).

As variações de carga nas ancoragens constatadas são do mesmo tipo das verificadas no trabalho de Hanna e Matallana (1970): na análise A há pequenas variações de carga, aumento de carga nas fases de escavação e diminuição nas fases de pré-esforço de qualquer outro nível; na análise D ocorre uma redução substancial da carga nas ancoragens, o que é compatível com os deslocamentos da parede evidenciados na Figura 7(b).

Matos Fernandes et al. (1993) apresentam ainda (Figura 7(c)) a evolução durante a construção da mobilização da resistência lateral nas faces da frente e de trás da parede. Na face da frente, verifica-se, com excepção da análise A, a completa mobilização da resistência lateral, mesmo para assentamentos da parede praticamente nulos, o que se deve ao facto de parede e terreno sofrerem movimentos verticais de sentidos opostos. Quanto à face de trás, quando a altura enterrada é elevada a resistência mobilizada é muito baixa e com sentido descendente, significando que o solo suportado assenta mais do que a parede. A mobilização significativa da resistência na interface com sentido ascendente só se verifica nas fases finais das análises C e D, mas mesmo no caso da análise D não é atingida a completa mobilização desta resistência, apesar do elevado assentamento. Ocorre mesmo um decréscimo da resistência mobilizada na última fase de construção, o que se deve ao movimento da parede, que permite que o solo suportado assente com a parede, diminuindo o deslocamento relativo da interface solo-parede e, consequentemente, a resistência na interface. Conforme é salientado pelos autores atrás referidos, este comportamento fora igualmente observado por Plant (1972) nos seus estudos com modelo reduzido.

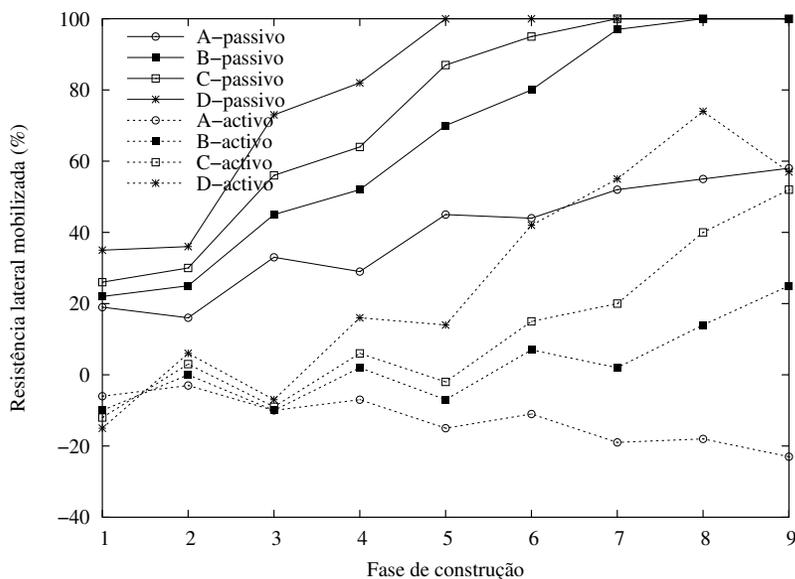
Matos Fernandes et al. (1994) resumem o padrão de comportamento de cortinas de contenção com deficiente apoio vertical, caracterizando-o da seguinte forma:

- a parede exhibe grandes assentamentos, acompanhados de deslocamentos horizontais importantes no sentido da escavação;
- os deslocamentos verticais e horizontais do solo suportado são também muito elevados, aumentando especialmente nas proximidades da escavação;
- as cargas nas ancoragens registam em geral redução muito significativa.



(a) Características do estudo

(b) Deslocamentos



(c) Mobilização da resistência lateral

Fig. 7 - Resultados do caso de estudo numérico apresentado por Matos Fernandes et al. (1993).

2.4 – Comportamento evidenciado por casos de obra

As estruturas de contenção flexíveis mais tradicionais, como as cortinas de estacas-pranchas ou as tipo Berlim provisórias, eram habitualmente utilizadas em conjugação com escoras e ancoragens de placa ou viga, com componente vertical inexistente ou pouco significativa. A as-

sociação de ancoragens pré-esforçadas inclinadas a estes tipos de cortina tem como principal inconveniente a existência de forças verticais de grandeza substancial, tornando obrigatória a análise do equilíbrio na direcção correspondente.

Este problema é minimizado quando há a possibilidade de transmissão das cargas verticais a um estrato com boas características mecânicas abaixo da escavação. A existência de um estrato de elevadas características mecânicas não constitui, no entanto, por si só, garantia da impossibilidade de ocorrência de problemas de estabilidade vertical. Finno (1992) refere o caso de uma cortina tipo Berlim provisória cujos perfis verticais só foi possível fazer penetrar por cravação até uma profundidade inferior à da escavação devido à existência acima da base desta de um maciço rochoso. A escavação prolongou-se, assim, abaixo do pé da cortina, tal como se representa esquematicamente na Figura 8. Devido à orientação desfavorável das descontinuidades do maciço rochoso, verificou-se a rotura do apoio vertical da cortina, o que se traduziu em importantes deslocamentos verticais da parede. Apesar de as componentes verticais das ancoragens serem uma das principais causas da instabilidade vertical das contenções, refere-se que neste caso houve igualmente a contribuição de cargas transmitidas pelas sobrecargas devidas ao tráfego.

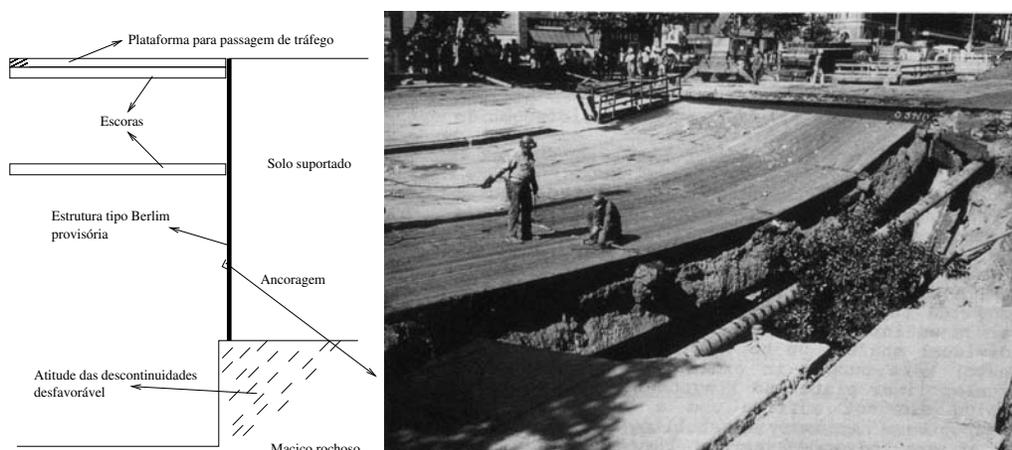


Fig. 8 - Representação esquemática de caso de estudo que resultou na rotura da fundação da cortina em maciço rochoso, acima da base da escavação e fotografia do local (Finno, 1992).

Os casos de rotura mais frequentes são, no entanto, aqueles que estão associados a condições deficientes de apoio do pé da cortina em maciços terrosos brandos, como os apresentados por Broms e Stille (1976) envolvendo cortinas de estacas-pranchas e por Shannon e Strazer (1970) e Dietrich et al. (1971), de algumas cortinas tipo Berlim provisórias. Em todos os casos verificou-se assentamentos muito significativos da estrutura de contenção. Slater (1967) apresenta um caso de estudo também de uma parede tipo Berlim provisória em que foi detectado um elevado movimento horizontal associado a um movimento vertical que atingiu cerca de 0,90 m.

A ocorrência de deslocamentos significativos, em especial de assentamentos da cortina, é aliás um importante indício do inadequado comportamento em relação às cargas verticais. Em muitos casos de obras de escavação observados por Ulrich (1989) tinham sido registados deslocamentos verticais inferiores a metade dos horizontais máximos da parede, verificando inclusivamente, algumas vezes, a ocorrência de movimento ascensional desta; contudo, este autor mediu numa parede de estacas assentamentos anormalmente elevados face ao movimento horizontal, concluindo assim da importância de, no dimensionamento, dar particular atenção às cargas verticais.

Num caso de uma cortina tipo Berlim ancorada, Winter (1990) regista deslocamentos hori-

zontais pouco significativos nos inclinómetros mas assentamentos com alguma importância (da ordem de 6 cm) no solo atrás da cortina. O autor atribui estes deslocamentos à eventual perda de solo devido à furação para instalação dos perfis verticais, mas uma outra possibilidade parece ser a de estes assentamentos serem justificados pelo deslocamento vertical da própria cortina.

Há ainda alguns casos em que, através da instrumentação, as cortinas evidenciam comportamentos de difícil explicação mas que poderão estar igualmente associados a eventuais assentamentos da cortina, eventualmente não medidos. Cacoilo et al. (1998) descrevem um caso de uma escavação realizada com uma cortina de estacas-pranchas em solo argiloso mole a médio, com recurso a ancoragens pré-esforçadas inclinadas, aparentemente sem significativo apoio do pé da cortina, em que foram medidos elevados deslocamentos horizontais mas não foram registadas significativas variações de carga nas ancoragens. Uma possível interpretação do fenómeno poderá ser a de que importantes deslocamentos verticais da parede tenham igualmente ocorrido, contrabalançando o aumento tendencial das forças das ancoragens devido aos deslocamentos horizontais. Um contacto com os autores (Cacoilo, 1999) revelou que, com efeito, se registaram assentamentos da ordem de 25 a 50 mm, que estarão também relacionados com o movimento global da cunha de solo suportado. Situação semelhante pode ter sido verificada por Maertens e Theys (1997), também para uma cortina de estacas-pranchas.

Encontra-se também na bibliografia consultada algumas referências a casos de estudo em que o problema das cargas verticais e da garantia da sua estabilidade mereceu especial atenção e destaque ou foi a causa do recurso a soluções pouco habituais. É o caso apresentado por Hanna e Seeton (1967), referente a uma das primeiras estruturas tipo Berlim provisórias executadas com o recurso a ancoragens, em que as inclinações destas com a horizontal eram extremamente elevadas, chegando a atingir 70°. Por este motivo os autores concluíram da necessidade de fazer penetrar significativamente as extremidades inferiores dos perfis no maciço rochoso, por forma a garantir-lhes uma boa fundação e, conseqüentemente, adequado comportamento em relação às acções verticais.

Mais recentemente, também em escavações com contenções tipo Berlim provisórias, Day (1990) refere o prolongamento em 6 m dos perfis para suporte da totalidade das cargas verticais devidas à acção das ancoragens abaixo do nível de escavação e Caliendo et al. (1990) apresentam um caso de estudo em que perfis metálicos verticais foram instalados em furos de 0.6 m de diâmetro, com selagem de betão ao longo de um comprimento de aproximadamente 7 m. Também Reinfurt et al. (1994) mostra preocupação com este assunto, referindo a utilização de níveis de ancoragens com inclinação relativamente pequena, justificando assim a pequena profundidade de encastramento da base dos perfis abaixo da base da escavação.

McRostie et al. (1972) destaca, como aspecto que teria merecido mais atenção do programa de instrumentação implementado numa escavação com estacas-pranchas, a questão dos movimentos verticais da cortina, apesar de esta estar assente em rocha. Como motivo, refere o assentamento da ordem de 1 cm no período de cerca de 1 mês, valor que todavia não justifica por si só as perdas de carga muito significativas registadas nas ancoragens.

Kérisel et al. (1981) referem uma escavação realizada utilizando o método monegasco em que se verificaram acréscimos de assentamentos quando, a partir de determinada profundidade, as ancoragens passaram a ser mais inclinadas.

Constata-se assim que a bibliografia consultada contém um número significativo de situações em que o problema da estabilidade vertical esteve bem evidenciado. Verifica-se igualmente que muitas destas situações se referem a paredes tipo Berlim provisórias, estruturas que, tal como as definitivas, são particularmente sensíveis a este problema.

3 – O CASO DAS CORTINAS TIPO BERLIM DEFINITIVAS

3.1 – A questão das cargas verticais no Projecto

Apesar de as cortinas de contenção tipo Berlim definitivas serem muito frequentes em Portugal, não há, praticamente, referências na bibliografia a este tipo de cortinas de contenção. Os elementos que se apresentam sobre este assunto e, em particular sobre o comportamento em relação às cargas verticais, provêm, assim, do que foi possível recolher pelo autor.

Há alguns anos parecia ser frequente a adopção da solução de suporte vertical de forma quase independente da geometria da escavação ou das cargas verticais envolvidas: desde que se tratasse de uma escavação realizada em formações argilosas sobreconsolidadas, os perfis metálicos utilizados eram dois HEB120 nos painéis primários e nenhum perfil metálico nos secundários, este último aspecto com a justificação de que, sendo realizados posteriormente, as cargas verticais seriam transmitidas aos painéis primários.

A explicação para esta opção era necessariamente empírica e baseada no comportamento aparentemente adequado exibido pelas cortinas de contenção em que esta solução ou outras similares eram usadas. No entanto, a utilização cada vez mais generalizada de cortinas de contenção deste tipo associadas a grandes profundidades de escavação, por vezes em maciços de fracas características mecânicas, despertou nos projectistas novas preocupações e a consciência de que soluções do tipo da descrita muito dificilmente verificariam a segurança em relação, por exemplo, à encurvadura dos perfis metálicos verticais, uma vez que nas fases da escavação eles são expostos em comprimento correspondente à profundidade escavada, retirando-se-lhes, neste comprimento, qualquer confinamento lateral (Figura 1). Começou, então, a ser mais frequente o recurso a perfis com menor espaçamento, o que implica a sua utilização também nos painéis secundários. Esta solução parece, aliás, fazer todo o sentido, dado que o uso de uma “almofada” de areia na base dos painéis para garantir o adequado comprimento de amarração das armaduras para a ligação ao painel inferior (Figura 1), dificilmente permite transmitir ao terreno através da base dos painéis cargas verticais significativas.

Esta necessidade de utilização de perfis nos painéis secundários pode estar também relacionada com o progressivo abandono da utilização de aço macio na construção do betão armado destas paredes, que permitia com alguma facilidade a colocação da armadura dobrada a 90° na extensão do comprimento de amarração, e a conseqüente possibilidade de evitar a referida “almofada” de areia. Este procedimento tornava possível a betonagem do painel garantindo o contacto directo do betão na base deste com o terreno, o que assegurava uma transmissão das cargas verticais mais eficaz. A generalização nas cortinas de contenção dos aços endurecidos deixou de permitir o procedimento descrito e passou a obrigar à utilização da referida “almofada” de areia, criando a necessidade de transmissão das cargas verticais através de outros elementos.

A própria utilização de perfis metálicos HEB120 parece ser mais justificada por aspectos práticos do que técnicos, estando relacionado com a facilidade de associação deste tipo de perfil metálico a furos de 8 polegadas de diâmetro (aproximadamente 0,2 m), o que se apresenta com maior dificuldade no caso de perfis de maior dimensão. Mais recentemente, no entanto, e provavelmente associado à generalização de equipamentos mais potentes, que permitem a execução de furos no terreno de maior diâmetro, e à maior consciência para a importância destes problemas, têm sido utilizados, por vezes, perfis metálicos HEB140 e HEB160. Mais raramente são usados perfis tubulares, em princípio muito mais adequados para este fim, tendo em conta que a solicitação predominante é o esforço normal. A adopção de perfis tubulares ou de tipo semelhante permite aliás o seu preenchimento interior com calda de cimento ou betão, o que contribui com um acréscimo de resistência.

Para além da questão do tipo de perfil a utilizar, há o problema da selagem ao maciço da sua

parte inferior. Sob este ponto de vista era frequente a utilização de zonas de selagem dos perfis verticais com comprimento da ordem de 1,5 m. Dado o facto de esta selagem se realizar por gravidade, isto é, sem qualquer pressão, é todavia questionável se comprimentos desta ordem de grandeza podem suportar carregamentos muito significativos, a menos que a extremidade inferior do perfil fique assente em terreno com muito boas características mecânicas.

O problema da fundação dos perfis verticais parece ser particularmente importante nas obras de escavação com contenção tipo Berlim realizada em formações como os granitos do Porto. Conforme é sabido, estes materiais apresentam perfis de alteração que podem ser bastante irregulares, sucedendo-se, por vezes, a núcleos bastante resistentes e pouco alterados, amplas zonas de solos residuais com características resistentes relativamente baixas. Esta heterogeneidade faz com que os problemas de fundação dos perfis nestas formações sejam mais frequentes do que, por exemplo, nas formações miocénicas de Lisboa.

De uma forma geral, dir-se-á, assim, que se tem registado uma sensibilização crescente para a questão da resistência dos perfis metálicos verticais e sua fundação. Passo particularmente importante constituiu a inclusão na “Proposta de Normas a que devem obedecer os projectos de escavação e contenção periférica”, apresentada em Brito et al. (1997) e mais recentemente publicada em livro (Especialização em Geotecnia da Ordem dos Engenheiros, 2004), de uma referência à necessidade de justificação das “características dos elementos verticais provisórios e definitivos”.

Também relacionado com este problema, embora com objectivos muito mais alargados, é de referir o próprio aparecimento das referidas normas, na sequência do pedido feito pela Câmara Municipal de Lisboa ao Grupo de Trabalho de Geotecnia da Ordem dos Engenheiros, o que mostra a preocupação com os assuntos da segurança nas grandes escavações urbanas por parte de alguns municípios.

Registam-se ainda, no entanto, muitas deficiências na forma como a questão do equilíbrio vertical das contenções tipo Berlim é tratada, o que é motivado pelo facto de o próprio problema estar ainda insuficientemente estudado.

3.2 – A questão das cargas verticais e a construção

Os problemas da estabilidade vertical das contenções tipo Berlim não se colocam apenas ao nível de projecto, estando muitas vezes relacionados com a própria execução, merecendo esta, assim, uma atenção especial.

Um primeiro aspecto é o próprio processo de execução da parede: a betonagem é realizada contra o terreno, pelo que a espessura real e, conseqüentemente, o seu peso, pode exceder substancialmente o valor teórico, aumentando assim a carga vertical.

Um outro aspecto diz respeito à selagem dos perfis, fundamental para o adequado funcionamento da solução. Para além de dever ser executada com o necessário respeito pelas indicações do projecto, é fundamental ter em atenção a qualidade da selagem, que deve preferencialmente ser realizada com recurso a mangueira, feita descer com o perfil metálico, e não por queda livre desde a boca do furo. Chama-se ainda a atenção para o facto de, durante e após a selagem, até à presa da calda, o perfil dever ser mantido centrado no interior do furo, aspecto tanto mais importante quanto maior for o diâmetro do furo e menor a secção de aço usada. É interessante mencionar que em diversa bibliografia consultada, se refere, a propósito da fundação dos perfis, o recurso a diâmetros de furação substancialmente superiores aos praticados usualmente em Portugal, sendo a selagem realizada com betão.

A ilustrar a importância da qualidade da fundação dos elementos verticais, Stocker (1991) refere um caso de uma parede de estacas secantes de 880 mm de diâmetro, com 17 m de altura, para estabilização de um talude vertical com 13 m de altura, com 3 níveis de ancoragens

pré-esforçadas inclinadas, no qual, após a execução da parede e a aplicação das cargas nas ancoragens, se verificou um súbito assentamento das estacas de quase 15 cm. Veio a verificar-se que a causa para este comportamento inesperado tinha sido o acumular de detritos na base das estacas, quando da furação, tendo o problema sido resolvido procedendo à injeção da base das estacas e ao re-tensionamento das ancoragens.

Brito (1999) refere um caso de uma escavação em Lisboa que atesta a importância de um adequado estudo geotécnico que tome em devida atenção a história do local. Com efeito, o plano de prospecção não detectou a existência no local de uma antiga pedreira, o que implicou, em parte substancial da obra, devido à grande irregularidade do substrato resistente, que os perfis verticais ficassem fundados no material de aterro que preenchia a antiga zona explorada.

Dado que o material de aterro apresentava características mecânicas muito fracas, a parede sofreu, após a realização de algumas ancoragens, assentamentos e deslocamentos horizontais importantes, que implicaram deformações do terreno suportado bastante significativas. Tendo-se constatado estes importantes deslocamentos, foram realizadas ancoragens adicionais, que incrementaram ainda os deslocamentos. Só após este evoluir da situação se procedeu a uma campanha de prospecção que permitiu caracterizar a situação geotécnica, interpretar o comportamento da obra e proceder às medidas correctivas que permitiram a conclusão da mesma.

O incidente mostrou ainda que os trabalhos de execução dos furos para a instalação dos perfis metálicos verticais não foram usados para uma avaliação, mesmo que sumária, das características das formações atravessadas, função para que estariam, à partida, particularmente vocacionados mas que não é, efectivamente, prática corrente.

Uma outra questão está relacionada com o preenchimento com areia do espaço compreendido entre o perfil e as paredes do furo, aspecto que muitas vezes não é cumprido em obra. É, aliás, prática internacional corrente o preenchimento dos furos com betão pobre ou calda de cimento, contrariamente ao habitualmente realizado entre nós. Klosinsky e Rafalski (1994) referem a execução de furos recorrendo a suspensão bentonítica, constituindo a própria suspensão, após a instalação do perfil e o endurecimento daquela, o material de enchimento do furo, apresentando ainda resultados de ensaios de carga de perfis metálicos instalados nestas condições.

A função principal da areia ou de outro material de preenchimento, para além de contribuir para a redução dos deslocamentos, diminuindo a deformação das paredes dos furos, é a de evitar a encurvadura do perfil no seu interior, que conduza a uma redução substancial da sua capacidade para a absorção de esforços normais. Este problema é naturalmente tanto mais importante quanto maiores forem o diâmetro do furo e o comprimento do perfil e quanto menor for a secção de aço.

A ilustrar este problema está um incidente ocorrido numa obra em Vila Nova de Gaia, no início da década de 90, em que, devido à dificuldade de furação, motivada pela heterogeneidade das formações, o Empreiteiro recorreu a equipamento de execução de estacas para a realização dos furos para a instalação dos perfis metálicos verticais. A utilização desta técnica conduziu, no entanto, a furos com diâmetro muito superior ao habitualmente utilizado, não se tendo, contudo, procedido ao preenchimento do espaço compreendido entre o perfil metálico e as paredes do furo, acima da zona selada ao maciço. A conjugação destes dois procedimentos conduziu à encurvadura de alguns perfis no interior dos respectivos furos, como ilustra a Figura 9(a).

A anomalia, no entanto, fez-se sentir em primeiro lugar através de assentamentos e deslocamentos importantes da parede de contenção. Sendo este o caso, poderá haver a tentação de reforçar a solução de contenção através de novas ancoragens, processo que se revela inadequado caso o problema seja, de facto, o equilíbrio vertical, uma vez que tal acção implica um acréscimo de carga vertical que irá, provavelmente, agravar o problema. Para o solucionar recorreu-se a escoras inclinadas, apoiadas em sapatas já betonadas na zona central de escavação, para evitar a ocorrência de assentamentos adicionais. Ware et al. (1973) referem também o recurso a esta

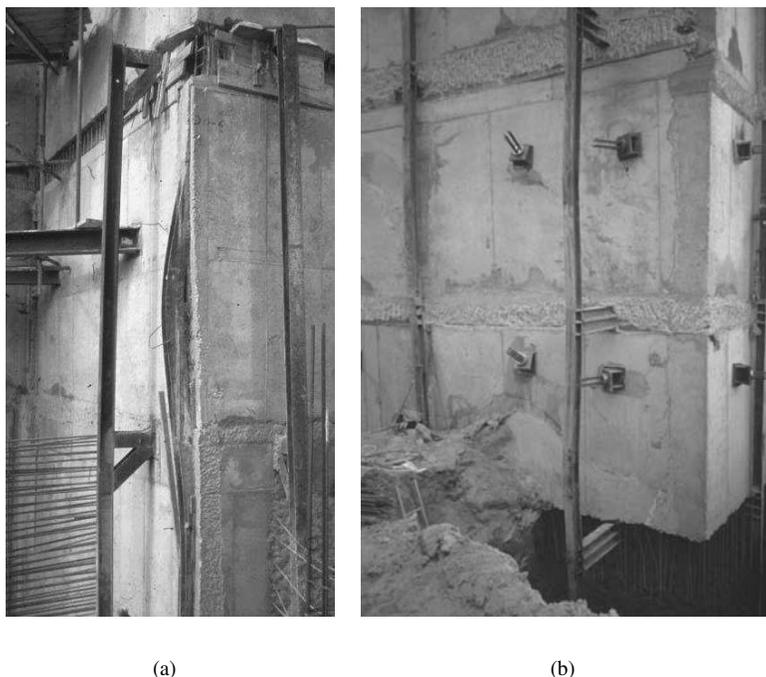


Fig. 9 - Encurvadura de um perfil metálico numa obra em Vila Nova de Gaia (a) e perfis exteriores com alguns sinais de encurvadura numa obra em Lisboa (b).

solução.

Há igualmente notícia de outras duas obras relativamente recentes na cidade do Porto com incidentes relacionados com a deficiente estabilidade em relação às cargas verticais, tendo-se numa delas registado a encurvadura generalizada dos perfis metálicos verticais, com a consequência de elevados deslocamentos verticais e horizontais da cortina e dos arruamentos vizinhos.

Considera-se igualmente de particular importância um correcto posicionamento dos perfis, no que respeita quer à sua localização em planta, quer à sua verticalidade. Um perfil que se afaste significativamente da vertical é, naturalmente, um perfil mais fortemente sujeito a efeitos de segunda ordem, pelo que há que evitá-lo. Por outro lado, um perfil mal posicionado em planta pode dificultar a transmissão das cargas verticais ou ainda provocar a necessidade de inutilizar a sua acção através do seu corte, total ou parcial, que será necessário para permitir a colocação da cofragem ou da armadura dos painéis.

Será ainda de evitar o recurso a perfis assumidamente exteriores à parede, como é o caso dos perfis apresentados na Figura 9(b). O recurso a esta solução é, por vezes, justificado pela dificuldade de realização dos furos tangentes ou muito próximos da empena de um edifício vizinho. Como é fácil de compreender, o funcionamento de tais perfis será sempre menos adequado do que o de perfis incorporados na parede a construir, pelo que se considera tal expediente altamente desaconselhável, tanto mais pelo facto de existirem actualmente equipamentos dotados de características e manobrabilidade para realizar os furos nos locais adequados. Chama-se a atenção para o facto de também os perfis representados na Figura 9(b) exibirem alguns sinais de encurvadura. Guerra et al. (2002) apresentaram um estudo que visa a avaliação do comportamento destas soluções.

Uma outra razão para se evitar esta solução é a maior exposição dos perfis aos equipamen-

tos que circulam no interior da escavação, nomeadamente os equipamentos de escavação e de remoção de terras, com especial ênfase para os primeiros, que necessitam de uma grande proximidade aos perfis e são, portanto, susceptíveis de lhes causar importantes danos, mesmo quando tais perfis não são exteriores à parede a construir. Este aspecto é de particular importância dada a potência dos equipamentos que, hoje em dia, estão disponíveis para a realização da escavação, sendo ainda relativamente frequente observar-se perfis com deformações de tal forma significativas que os tornam completamente ineficazes.

De uma forma geral, a execução de uma obra deste tipo faz-se com maiores cuidados nas proximidades dos edifícios e nos primeiros níveis de escavação, em particular no que respeita à dimensão das frentes escavadas ou aos intervalos de tempo em que estas permanecem abertas sem que a betonagem se realize. A adopção destas medidas nas primeiras fases da obra está naturalmente relacionada com a maior proximidade das fundações dos edifícios vizinhos, com um menor conhecimento das condições do terreno e com a frequente ocorrência superficial de níveis de aterro ou de solos descomprimidos, a exigirem especial atenção. Com o evoluir da obra e com a melhoria das características dos solos que se vai, regra geral, verificando à medida que a escavação progride, há a tendência, aliás compreensível, para ir alargando as frentes de escavação, em particular nas zonas mais afastadas dos edifícios vizinhos, sob pretexto de melhores condições do terreno e melhor conhecimento deste. Não negando estes factos, chama-se no entanto a atenção para que a situação condicionante sob o ponto de vista do equilíbrio vertical é, precisamente, a última fase de escavação, em que a acção vertical total tem o valor mais elevado, dado que todas as ancoragens estão já realizadas e a parede está, em grande parte, executada.

Um exemplo em que este procedimento teve graves consequências foi o que ocorreu no início da década de 80, em Lisboa. Para a realização do nível de escavação a que correspondia a profundidade de 12 m foi executado inicialmente apenas um painel de canto, tendo em seguida sido realizada toda a restante escavação, em toda a extensão de um dos alçados, até ao outro canto. A agravar este comportamento, a obra estava a ser realizada não recorrendo à utilização de perfis verticais, pelo que, na referida parede, era apenas a resistência ao corte da interface posterior a suportar toda a carga vertical aplicada. Como resultado, ocorreu no alçado em causa o colapso da escavação.

A ocorrência de deslocamentos importantes, para além de provocar danos significativos nas estruturas vizinhas, pode ainda implicar a rotura de serviços, como por exemplo condutas de água ou esgoto que, sendo de elevada dimensão, provoquem um excessivo aumento das pressões sobre a parede. É o caso da obra que se apresenta na Figura 10 que, conforme se pode observar, resultou no acidente bem visível na fotografia. Não se pode afirmar que o problema da estabilidade vertical tenha sido o factor que mais contribuiu para a rotura da estrutura de contenção, julgando-se que diversos factores terão contribuído para o acidente.

A causa directa do acidente foi, como se referiu, o incremento de pressões causado pela água após a rotura da conduta, provavelmente no seguimento de grandes deslocamentos associados à escavação. Todo o processo de rotura decorreu em pouco mais de 30 minutos, tendo a particularidade de ter sido assistido por um Engenheiro Civil, que o descreve da seguinte forma: rotura do betão nos painéis inferiores, incluindo a rotura por punçoamento das ancoragens; propagação da rotura do betão armado para os painéis superiores; rotura das escoras de canto nas ligações ao betão; rotura do betão na zona de um perfil metálico, que, liberto do confinamento, encurva para o interior da escavação, sob a acção das cargas que suportava; rotura de algumas ancoragens; progressão sucessiva da fendilhação do betão armado, de segundo a segundo, abertura de fenda vertical em toda a altura da parede, conduzindo ao colapso completo.

Nesta figura é igualmente visível o modo de rotura, que evidencia a ocorrência de deslocamentos verticais acompanhados de deslocamentos horizontais, sendo estes últimos maiores em



Fig. 10 - Estrutura de contenção tipo Berlim após rotura.

profundidade do que próximo da superfície.

4 – DESCRIÇÃO DO MECANISMO DE COLAPSO POR VIA NUMÉRICA

4.1 – Introdução e faseamento construtivo

Nesta secção descreve-se o faseamento e apresenta-se os resultados da modelação de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas, com destaque para o mecanismo de colapso por perda de equilíbrio vertical. O trabalho que a seguir se expõe corresponde ao desenvolvido em Guerra (1999) e utiliza um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos (Cardoso, 1987). Posteriormente, complementando os resultados obtidos por elementos finitos, o mecanismo de colapso foi descrito recorrendo a metodologias de análise limite (Guerra et al., 2004; Cardoso et al., 2004).

Apresenta-se em Anexo a descrição das diversas fases construtivas adoptadas na modelação.

4.2 – Descrição do estudo numérico

Para melhor compreender o problema e os fenómenos envolvidos no equilíbrio vertical das paredes de contenção tipo Berlim, levou-se a cabo um estudo numérico que se apresenta em seguida.

Trata-se de uma escavação simétrica, esquematicamente representada na Figura 11, de 19 m de profundidade total e 20 m de largura, realizada em terreno argiloso de 18 m de espessura com resistência não drenada constante em profundidade, com um coeficiente de impulso em repouso, K_0 , de 0,7, com um peso volúmico, γ , de 20 kN/m^3 e com o nível freático à superfície. Considerou-se um módulo de deformabilidade não drenado E_u de $300c_u$ e uma adesão solo-parede de 50 kPa. Sob o maciço argiloso considerou-se que existia um estrato com elevadas características mecânicas.

A parede foi considerada com 0,40 m de espessura e o pré-esforço das ancoragens foi definido por forma a que as suas componentes horizontais equilibrassem o diagrama semi-empírico de Terzaghi e Peck para argilas rijas a duras, de forma trapezoidal e com tensão máxima de $0,3\gamma H$. Considerando as ancoragens inclinadas a 45° , distribuídas em 5 níveis, e admitindo, por

simplificação, uma carga idêntica em todas as ancoragens, é-se conduzido a cargas nas ancoragens de 412 kN/m. Para as armaduras das ancoragens foi considerada uma secção de 4,2 cm²/m. Admitiu-se ainda a rigidez efectiva das ancoragens igual a 90% da rigidez teórica; esta redução foi introduzida através da alteração do valor do módulo de elasticidade do aço, pelo que o valor usado foi de $0,9 \times 210 = 189$ GPa.

Supôs-se que os perfis verticais eram HEB120 de aço Fe360, afastados, em média, de 1 m, com secção de 34 cm²/m e módulo de elasticidade de 210 GPa.

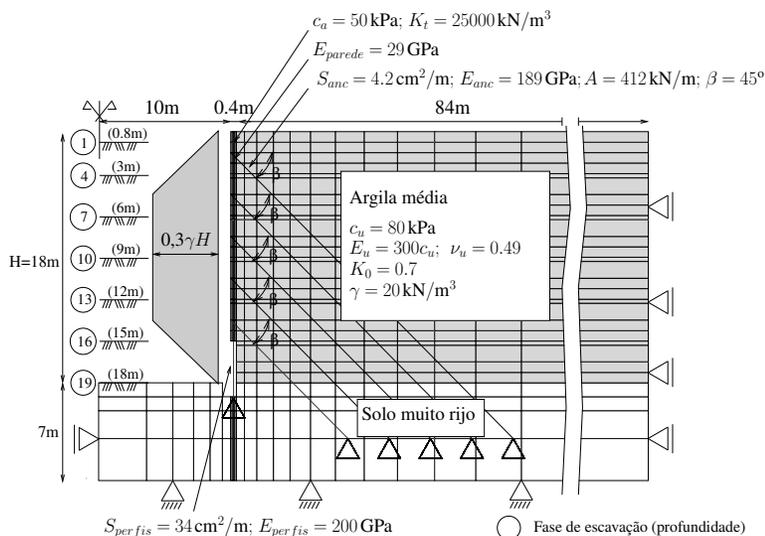


Fig. 11 - Geometria do caso de estudo e propriedades dos materiais.

A Figura 11 inclui igualmente parte da malha de elementos finitos utilizada nos cálculos. O solo e o terreno foram modelados por elementos de 8 nós, o contacto entre o solo e a parede com elementos junta de 6 nós e as ancoragens e os perfis metálicos verticais através de elementos barra de 2 nós.

Dado que as zonas de selagem das ancoragens e dos perfis verticais estão localizadas no substrato de elevadas características mecânicas, não existem, praticamente, movimentos destas zonas. Por este motivo, os pontos representativos das zonas de selagem podem ser considerados fixos. Além disso, no que respeita aos perfis metálicos verticais, admitiu-se que não poderia ocorrer rotura da sua fundação, pelo que a instabilidade vertical, a dar-se, será motivada pela encurvadura.

As análises foram efectuadas em tensões totais, admitindo comportamento elástico perfeitamente plástico, usando o critério de cedência de Tresca. A parede foi considerada elástica linear, com as propriedades de um betão C20.

A rigidez tangencial dos elementos junta foi escolhida de modo a que mobilizasse a resistência para um deslocamento relativo de 2 mm, tendo-se usado um valor elevado para a rigidez normal. Os elementos barra (ancoragens e perfis) foram considerados com comportamento elástico perfeitamente plástico.

A escavação foi modelada de acordo com o procedimento esquematicamente representado na Figura 28. O cálculo foi realizado em 19 fases, sumariamente descritas no Quadro 1.

Foram inicialmente realizadas duas análises – A e B. Na análise A não foi admitida qualquer limitação para as cargas que podem ser suportadas pelos perfis metálicos, o que significa que, nesta análise, não foi considerada a encurvadura. A análise B é idêntica à anterior, com ex-

Quadro 1 - Faseamento construtivo adoptado nas análises.

Fase	Descrição
1	escavação para a execução da viga de coroamento (0,75 m)
2	aplicação das cargas devidas ao peso da viga
3	presa do betão da viga
4	1ª fase de escavação (3,0 m)
5	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 1º painel da parede
6	presa do betão do 1º painel e pré-esforço do 1º nível de ancoragens
7	2ª fase de escavação (6,0 m)
8	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 2º painel da parede
9	presa do betão do 2º painel e pré-esforço do 2º nível de ancoragens
10	3ª fase de escavação (9,0 m)
11	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 3º painel da parede
12	presa do betão do 3º painel e pré-esforço do 3º nível de ancoragens
13	4ª fase de escavação (12,0 m)
14	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 4º painel da parede
15	presa do betão do 4º painel e pré-esforço do 4º nível de ancoragens
16	5ª fase de escavação (15,0 m)
17	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 5º painel da parede
18	presa do betão do 5º painel e pré-esforço do 5º nível de ancoragens
19	6ª fase de escavação (19,0 m)

cepção de que foi considerado comportamento elástico perfeitamente plástico para os elementos que simulam os perfis verticais. A carga limite para estes elementos depende da existência de confinamento do perfil. Desta forma, nas situações em que o perfil se encontra confinado, foi considerada a limitação na tensão correspondente ao valor médio $f_{ym} = 249$ MPa, o que conduz à carga de 847 kN/m. Optou-se por usar o valor médio, em lugar do característico, dado que se está a analisar uma situação de rotura, mas o detalhe não é muito relevante para o assunto em estudo. Nas situações sem confinamento obtém-se uma capacidade resistente à encurvadura de 605 kN/m, adoptando um comprimento de encurvadura de 2,0 m (a profundidade de escavação em cada fase é de 3 m).

Se, de uma forma simplificada, se designar por “carga vertical total” (N_{total}) o lado esquerdo da equação (2) e “esforço resistente” (N_R) o valor máximo do lado direito da mesma equação, tem-se, admitindo que as cargas nas ancoragens são constantes ao longo do processo construtivo, os resultados que se apresentam no Quadro 2. Não é possível apresentar um quadro semelhante para a análise A uma vez que se considera, nesta análise, que a carga resistente é infinita.

Da análise do Quadro 2, conclui-se que, nos pressupostos apresentados, o equilíbrio deixa de ser possível para as fases 16 e seguintes, o que significa que serão de esperar, na análise B, plastificação do terreno e deslocamentos elevados, motivados pela plastificação do perfil metálico e, eventualmente, da interface solo-parede, com conseqüente diminuição das forças nas ancoragens.

4.3 – Resultados das análises numéricas

4.3.1 – Tensões tangenciais na interface

Apresenta-se na Figura 12 as tensões tangenciais no contacto solo parede nas fases 10 a 19, para as análises A e B. Os gráficos mostram uma irregularidade na zona inferior de cada nível de escavação, em cada fase, o que se justifica pela perturbação provocada pela existência, na base

Quadro 2 - Verificação *a priori* simplificada do equilíbrio para a análise B

Nível de escavação	Fase	N_{total} (kN/m)	N_R		
			N_{perfil} (kN/m)	F_a (kN/m)	$N_{perfil} + F_a$ (kN/m)
2	7	322	605	150	755
3	10	644	605	300	905
4	13	966	605	450	1055
5	16	1288	605	600	1205
6	19	1610	605	750	1355

N_{total} – carga vertical total (peso da parede + componente vertical do pré-esforço nas ancoragens);

F_a – força de corte máxima na interface solo-parede;

N_{perfil} – força axial máxima nos perfis metálicos.

da parede, de elementos junta horizontais. Pode verificar-se também que as tensões tangenciais são relativamente pequenas na parte inferior da parede, nas fases 12, 15 e 18, em contraste com a parte superior. Tal deve-se ao facto de a zona inferior corresponder aos painéis de betão armado que acabam de ser activados nestas fases; as tensões não são nulas pelo facto de nestas fases se ter procedido ao pré-esforço.

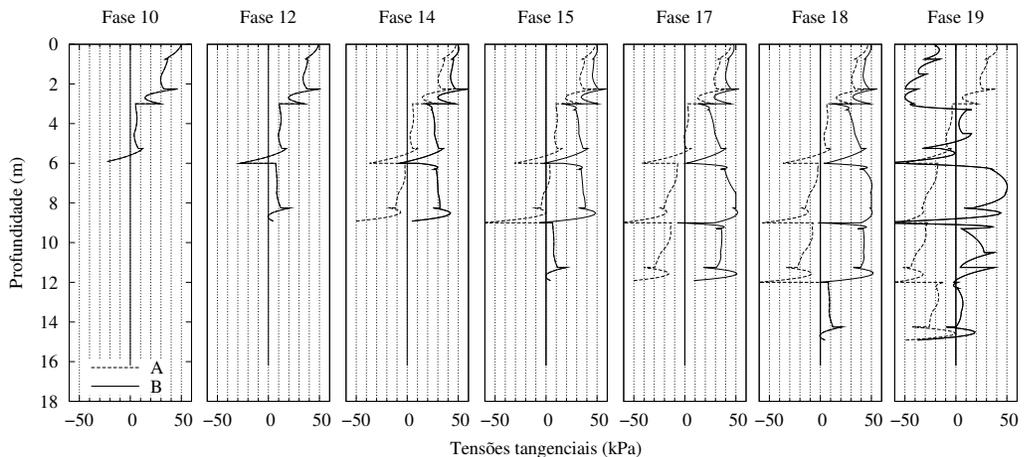


Fig. 12 - Tensões tangenciais no contacto solo-parede nas análises A e B, nas fases 10 a 19.

Pode notar-se que, conforme esperado, até à fase 12, as análises A e B apresentam resultados iguais, porque, até esta fase, não se verifica a plastificação dos perfis verticais na análise B. Na fase 13 (idênticos aos da fase 14 apresentada na figura), no entanto, antes da fase prevista pela verificação simplificada do equilíbrio apresentada no Quadro 2, a resistência à encurvadura dos perfis é atingida e os resultados das análises A e B tornam-se bastante diferentes. Na análise B, a plastificação dos perfis induz um significativo incremento nas tensões tangenciais mobilizadas. Este incremento é súbito e as tensões tangenciais mantêm-se elevadas até à fase 19, na qual se nota uma distribuição de tensões bastante irregular, devido ao colapso da escavação.

Na análise A pode observar-se uma tendência para o desenvolvimento de tensões tangenciais descendentes aplicadas à parede, à medida que a construção se desenrola. Na última fase, com excepção de uma pequena zona no topo da parede, as tensões tangenciais dirigidas para baixo são predominantes. Trata-se de uma situação típica de estruturas de suporte contínuas com condições

de fundação adequadas.

4.3.2 – Resultante das forças de corte na interface

A análise feita anteriormente no que diz respeito à resistência ao corte mobilizada na interface solo-parede teve em atenção os valores das tensões e da sua evolução ao longo da interface, para cada face construtiva. O que se mostra na Figura 13 considera a resultante das forças de corte mobilizadas dividida pela resistência ao corte total na interface para cada fase construtiva. A resultante das forças de corte é obtida através da integração em altura das tensões de corte apresentadas e a resistência total através da integração das tensões resistentes. Na avaliação destas resultantes há que ter em atenção o facto de o comprimento da parede em contacto com o terreno variar de fase para fase, devido à construção da parede após a execução da escavação.

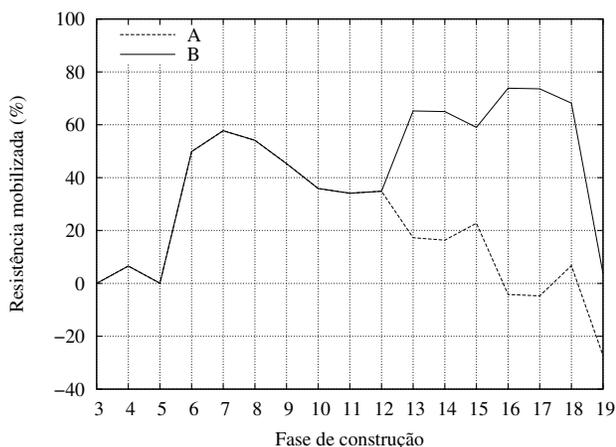


Fig. 13 - Resistência mobilizada na interface solo-parede nas análises A e B.

Verifica-se, tal como seria de esperar em face dos resultados anteriormente descritos, que as análises A e B apresentam o mesmo comportamento da interface até à fase 12, constatando-se, a partir da fase 13, que na análise A continua a tendência para a diminuição da resistência ao corte mobilizada, ao passo que na análise B se observa um significativo aumento desta grandeza, ficando mobilizada uma percentagem significativa da resistência ao corte.

Confirmando o que já se referiu, na análise A a resistência ao corte na interface solo-parede mobiliza-se numa percentagem elevada – cerca de 60% – no primeiro nível de escavação (fase 7), decrescendo nas fases seguintes para cerca de 36% na fase 10 e para 18% na fase 13. Verifica-se, no entanto, um aumento da percentagem da resistência ao corte mobilizada na interface nas fases de pré-esforço, como as fases 15 e 18.

É nestas mesmas fases que na análise B, após se ter mobilizado percentagens mais elevadas da resistência ao corte, se verifica um decréscimo, motivado não propriamente pelo pré-esforço – que deveria conduzir a um incremento da tensão tangencial mobilizada – mas pelo facto de nestas fases ocorrer igualmente a presa do betão, conforme anteriormente referido, o que implica um aumento da área da interface e, consequentemente, da resistência ao corte mobilizável.

4.3.3 – Força mobilizada nos perfis verticais

A Figura 14 apresenta a percentagem da força resistente mobilizada nos perfis verticais. Os resultados que se apresentam dizem apenas respeito à análise B, uma vez que na análise A os

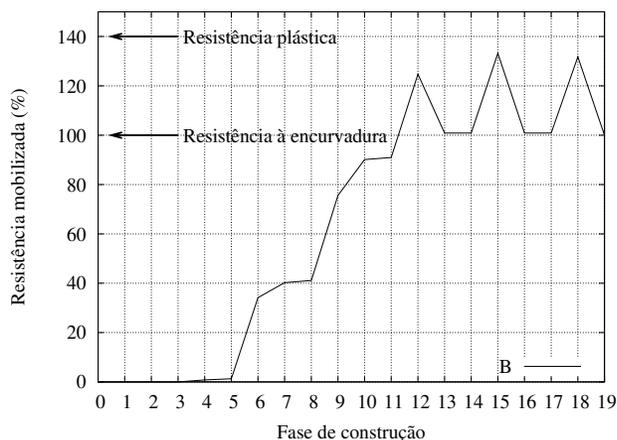


Fig. 14 - Resistência mobilizada nos perfis na análise B.

perfis foram considerados com resistência ilimitada.

A observação da figura permite concluir que a carga actuante nos perfis metálicos é crescente, aumentando em particular nas fases de pré-esforço (como as fases 6 e 9) e de alguma forma também nas fases de escavação. O aumento da força nos perfis nas fases de escavação deve-se ao facto de, nestas fases, ser retirado o apoio vertical dos painéis de betão armado no solo, havendo, por este motivo, a necessidade de transferir esta carga para os perfis metálicos.

Quando da escavação do terceiro nível, a que corresponde a fase 10, verifica-se a mobilização de cerca de 90% da resistência do perfil vertical. É de notar que, nesta fase, estava mobilizada cerca de 36% da resistência lateral. Na fase seguinte, correspondente à aplicação do peso do painel, não houve, praticamente, alteração, mas na fase 12, de pré-esforço, a carga mobilizada é, de acordo com o gráfico apresentado, superior a 120% da resistência. Isto deve-se ao facto de, nesta fase, o perfil se encontrar confinado, pelo que a sua resistência resulta da tensão de cedência média, superior, naturalmente, à tensão a que corresponde a capacidade resistente à encurvadura, em relação à qual as resistências mobilizadas nos perfis metálicos apresentadas na figura são referidas.

A partir da fase 13 verifica-se a total mobilização da resistência dos perfis verticais, em situação não confinada, sem que a resistência lateral seja completamente mobilizada.

4.3.4 – Carga nas ancoragens

Ocorrendo a total mobilização da resistência dos perfis metálicos, a parede sofre assentamentos, o que significa que, continuando a realizar-se a escavação e a executar o pré-esforço, um decréscimo da carga nas ancoragens terá que ocorrer.

É este o fenómeno claramente evidenciado pela Figura 15. Até à fase 12 não há qualquer diferença entre o comportamento das ancoragens nas análises A e B; a partir desta fase as variações de carga nas ancoragens na análise A continuam a ser modestas, mas na análise B verifica-se uma significativa diminuição daquela carga. Este efeito é já bem evidente na fase 13 mas aumenta de forma muito significativa nas fases subsequentes. Verifica-se que as ancoragens mais profundas apresentam maiores variações de carga, constatando-se decréscimos de 20 a 30% na fase 16 e de quase 100% na fase 19. De facto, os decréscimos de carga nas ancoragens dos níveis 1 a 3 são, na análise B, de 100%.

A maior variação de carga nas ancoragens da análise A, de cerca de 12%, é a que ocorre na

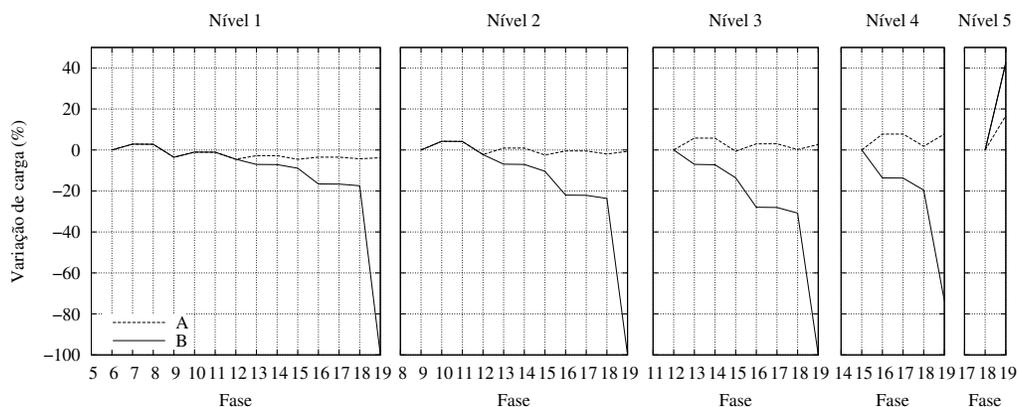


Fig. 15 - Variação de carga nas ancoragens nas análises A e B.

última fase – fase 19 – na ancoragem do último nível. A mobilização da capacidade resistente à encurvadura nos perfis metálicos implica a ocorrência de deslocamentos verticais importantes, que fazem diminuir a carga nas ancoragens. Os deslocamentos verticais, no entanto, são acompanhados por deslocamentos horizontais que, na fase 19, são bastante significativos e que tendem a fazer aumentar a carga nas ancoragens. Na fase 19, na análise B este efeito acaba por ser condicionante no comportamento da ancoragem do nível 5, constatando-se um aumento de carga que poderá ser mesmo muito significativo. O mesmo tipo de comportamento – cargas nas ancoragens superiores e a meia altura com tendência para diminuir e nas inferiores com tendência para aumentar fora também observado por Hanna e Matallana (1970), em ensaios em modelo reduzido.

4.3.5 – Forças verticais na parede

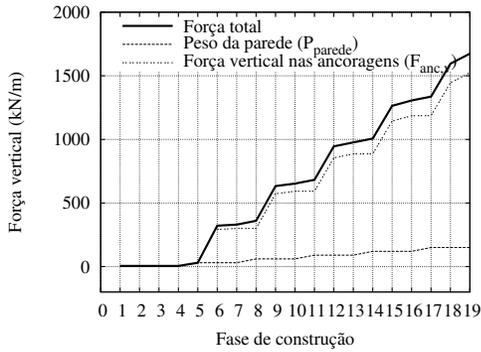
Apresenta-se na Figura 16 as forças verticais na parede de contenção ao longo das diversas fases construtivas, para os cálculos A e B. Os dois gráficos do lado esquerdo da figura referem-se à análise A e os dois da direita à análise B; os gráficos superiores referem-se às cargas aplicadas, correspondentes ao lado esquerdo da equação (2), e os gráficos inferiores às reacções, correspondentes ao lado direito da mesma equação.

A análise das acções e das reacções para o cálculo A permite fazer as seguintes observações:

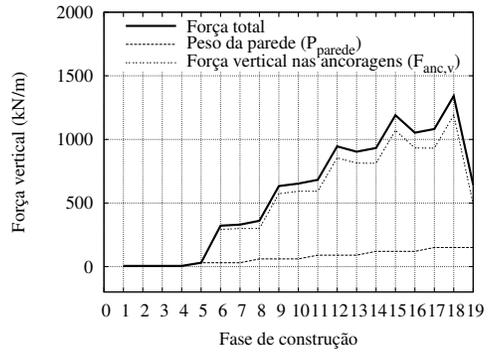
- a quase totalidade das cargas verticais é causada pelas ancoragens, ao longo de todas as fases construtivas, o que significa que o peso da parede tem uma acção pouco relevante nos casos estudados;
- a quase totalidade das cargas verticais é suportada pelos perfis verticais, verificando-se que a mobilização da tensão tangencial no contacto solo-parede é pouco significativa; esta tensão aumenta no início da análise, mantém-se praticamente constante nas fases construtivas intermédias e tende a decrescer nas últimas fases; este facto, conforme anteriormente indicado, indicia movimento relativo entre o solo e a parede em que aquele desce em relação a esta, o que faz aumentar a carga nos perfis metálicos.

No que respeita à análise B, e tendo igualmente em atenção o que se observou na análise A, pode constatar-se o seguinte:

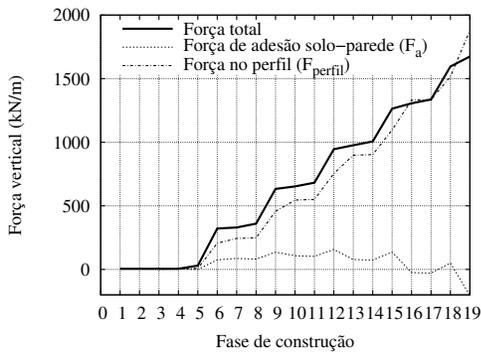
- as cargas verticais continuam a ser sobretudo causadas pela componente vertical das cargas



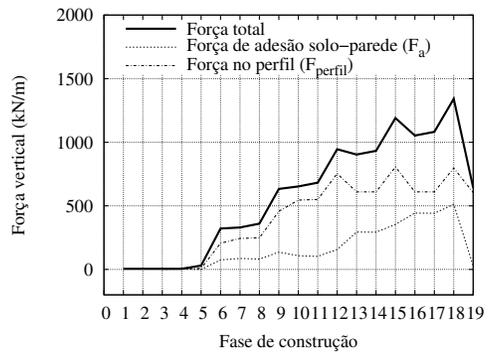
(a) A - acções



(b) B - acções



(c) A - reacções



(d) B - reacções

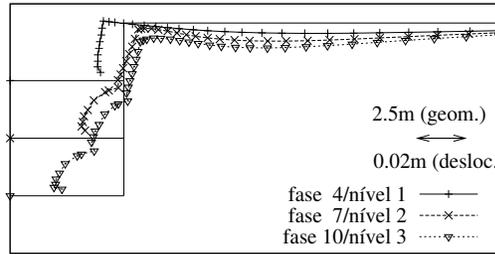
Fig. 16 - Evolução durante o processo construtivo das cargas verticais e das forças resistentes nos perfis e na interface

nas ancoragens, embora os valores atingidos por estas sejam substancialmente menores na análise B do que na análise A, após o início da plastificação;

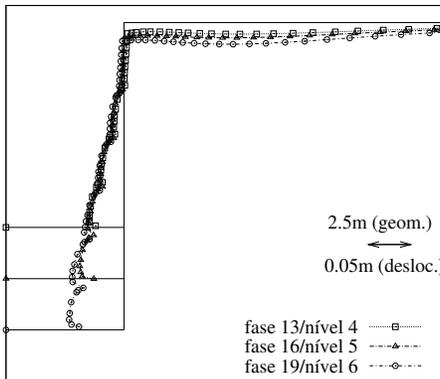
- dado que é aplicado em ambas as análises o mesmo nível de pré-esforço, isso significa que as cargas nas ancoragens sofrem significativos decréscimos ao longo do processo de escavação;
- após a plastificação dos perfis metálicos, verifica-se o sucessivo aumento da força tangencial ascendente mobilizada na interface solo-parede, assumindo valores, nesta análise, da mesma ordem de grandeza dos que se observam nos perfis metálicos, contrariamente ao que acontece na análise A;
- na última fase, devido ao colapso do solo, deixa de ser possível a mobilização de força de corte na interface solo-parede.

4.3.6 – Deslocamentos do terreno

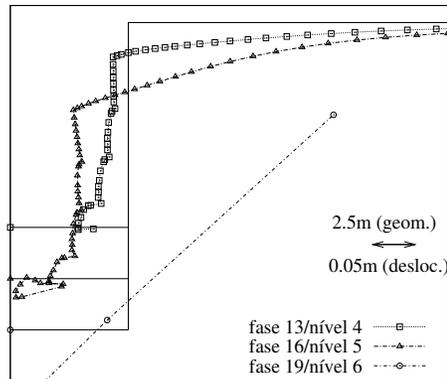
No que respeita aos deslocamentos do terreno, conforme se pode observar na Figura 17, os respeitantes à análise A mantêm-se em valores aceitáveis, enquanto os da análise B atingem valores bastante significativos e mesmo muito elevados na fase 16 e, especialmente, na fase 19. Para além de ocorrerem deslocamentos horizontais bastante mais significativos na análise B do que na análise A, a partir da fase 13, ocorrem igualmente assentamentos do terreno bastante mais importantes naquela análise do que nesta.



(a) Análises A e B (fases 4, 7 and 10)



(b) Análise A (fases 13, 16 e 19)



(c) Análise B (fases 13, 16 e 19)

Fig. 17 - Deslocamentos do solo nas análises A e B.

Apesar de os deslocamentos horizontais serem também consideravelmente superiores na análise B, faz-se notar os resultados dos deslocamentos verticais obtidos nesta análise, podendo constatar-se, na fase 13 e, de forma particularmente evidente, na fase 16, a ocorrência de uma zona de terreno nas imediações da parede de contenção com deslocamentos verticais particularmente elevados e que são motivados pelos movimentos verticais da parede, que parecem arrastar consigo o solo.

Este efeito culmina, na fase 19, com a formação de uma cunha de solo com valores dos

deslocamentos muito significativos, envolvendo o solo a uma distância da parede muito mais considerável do que anteriormente, verificando-se, portanto, a iminência do colapso de toda a escavação.

5 – ESTUDO PARAMÉTRICO RELATIVO AO EQUILÍBRIO VERTICAL

5.1 – Introdução

O estudo paramétrico que se apresenta considera as componentes fundamentais para o equilíbrio vertical: perfis verticais, interface solo-parede e as características mecânicas do solo. Dado que o problema da instabilidade vertical devido à rotura da fundação é, na sua essência, idêntico ao da resistência dos perfis, o estudo paramétrico não inclui este assunto. O estudo usa os resultados da análise B como base de comparação.

5.2 – Perfis verticais

5.2.1 – Resistência dos perfis verticais

A influência da resistência dos perfis verticais é avaliada através da realização de três análises adicionais. Conforme indicado no Quadro 3, nas análises C1, C2 e C3, considerou-se a resistência à encurvadura dos perfis igual a quatro vezes, duas vezes e metade da resistência dos perfis adoptada na análise B, respectivamente.

Quadro 3 - Análises realizadas

Análise	Perfis verticais				Interface solo-parede(*)	Solo(**)
	Secção (cm ² /m)	Cargas limite		Rigidez da fundação (kN/m)	Adesão c_a (kPa)	Resistência não drenada c_u (kPa)
		Não confinada (kN/m)	Confinada (kN/m)			
B	34	605	847	∞	50	80
C1	136	2420	3388	(***)	(***)	(***)
C2	68	1210	1694	(***)	(***)	(***)
C3	17	302	423	(***)	(***)	(***)
D1	(***)	(***)	(***)	60500	(***)	(***)
D2	(***)	(***)	(***)	6050	(***)	(***)
E1	(***)	(***)	(***)	(***)	80	(***)
E2	(***)	(***)	(***)	(***)	30	(***)
E3	(***)	(***)	(***)	(***)	0	(***)

(*) Rigidez tangencial, K_t (kN/m³) = 500 c_a (kPa).

(**) Módulo de deformabilidade não drenado, $E_u = 300c_u$.

(***) Como na análise B.

A Figura 18 mostra a resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis verticais para as várias fases construtivas, obtidas dos cálculos por elementos finitos. Pode constatar-se que a plastificação por encurvadura ocorre nas análises C2, B e C3. Conforme esperado, quanto mais elevada é a resistência dos perfis mais tarde no faseamento construtivo ocorre a plastificação. Na análise C1 não ocorre plastificação dos perfis. Note-se que para as análises B e C3 não foi possível conseguir a convergência do cálculo na fase 19.

Todas as análises apresentam, numa primeira fase, um importante grau de mobilização da resistência na interface (dirigida para cima, na parede), o que resulta, sobretudo, da acção do pré-

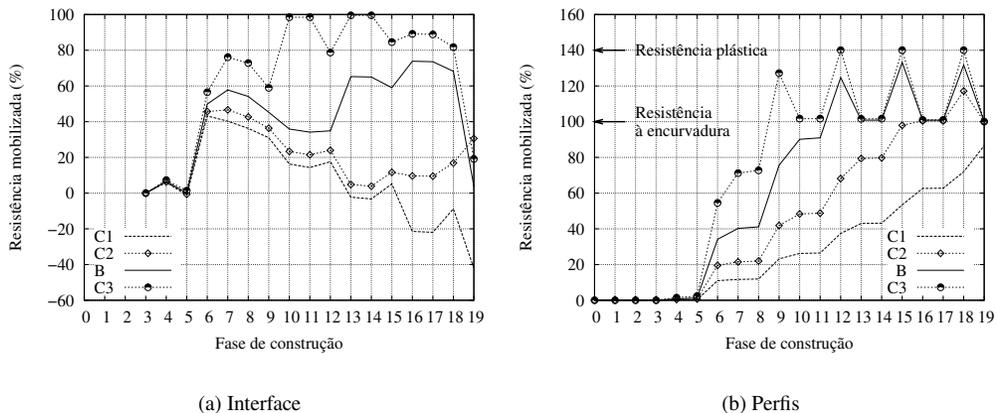


Fig. 18 - Mobilização da resistência na interface solo-parede e nos perfis verticais

esforço das ancoragens. Numa segunda fase, esta tendência inverte-se, devido ao incremento dos deslocamentos horizontais e dos consequentes assentamentos do terreno suportado. Finalmente, numa terceira fase, devido à plastificação dos perfis — análises C2, B e C3 —, os assentamentos da parede induzem um claro aumento das tensões tangenciais na interface.

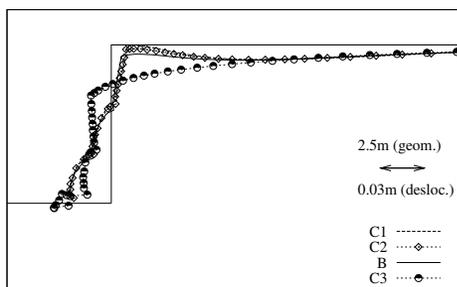
A Figura 18 mostra que estas três fases são bastante evidentes na análise B. Na análise C3, a segunda fase não é tão evidente, dado que a resistência dos perfis é mobilizada muito cedo. Na análise C2 essa fase é mais longa, dado que a resistência à encurvadura dos perfis é superior e, portanto, é atingida mais tarde. A terceira fase é, portanto, bastante curta e, no final da construção, apenas 30% da força tangencial se encontra mobilizada. Na análise C1 a terceira fase não ocorre e a segunda fase continua até ao final da escavação, verificando-se que as tensões tangenciais incrementam a força vertical dirigida para baixo aplicada à parede.

Uma observação detalhada da Figura 18(a) mostra que, contrariamente às análises B e C3, não se verifica na análise C2 um incremento significativo na resistência lateral mobilizada na fase de plastificação dos perfis verticais. A Figura 18(b) mostra a razão: no caso da análise C2, a força mobilizada nos perfis na fase anterior à plastificação dos perfis é menor do que a carga de encurvadura. Depois, na fase 16, não há por isso transferência significativa de carga vertical dos perfis para a interface.

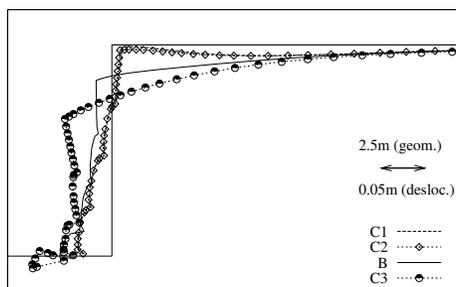
A Figura 18(a) mostra também que a resistência na interface é completamente mobilizada no caso da análise C3, durante algumas fases, devido à menor resistência dos perfis e aos consequentes maiores assentamentos da parede. No entanto, no final da construção a resistência na interface decresce, devido aos muito elevados deslocamentos do solo e da parede.

A Figura 19 apresenta alguns resultados dos deslocamentos das quatro análises. Conforme esperado, quando mais elevada é a resistência dos perfis menores são os deslocamentos. Pode também notar-se que os deslocamentos da análise C1 são bastante pequenos e que a superfície do terreno suportado tem uma ligeira concavidade (tal como na análise A, anteriormente apresentada). Isto não se verifica nas outras análises, que mostram um significativo incremento dos assentamentos do solo nas proximidades da parede e, consequentemente, uma forma convexa da superfície do terreno.

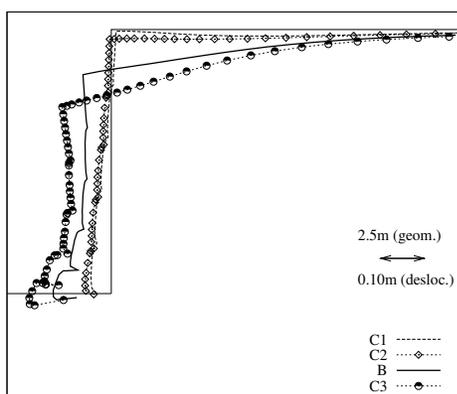
O equilíbrio vertical pode também ser analisado através da Figura 20, que mostra a evolução das forças resistentes para as análises C1, C2, B e C3, assim como a carga vertical total. Nas análises C1 e C2 a carga vertical é superior e suportada, sobretudo, pelos perfis. Na análise C1, devido ao valor negativo da força tangencial na interface solo-parede nas fases mais avançadas, a



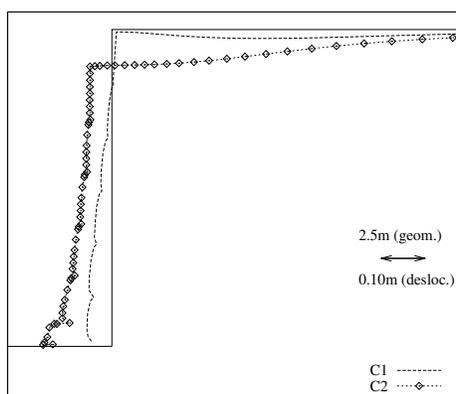
(a) Fase 10



(b) Fase 13



(c) Fase 16

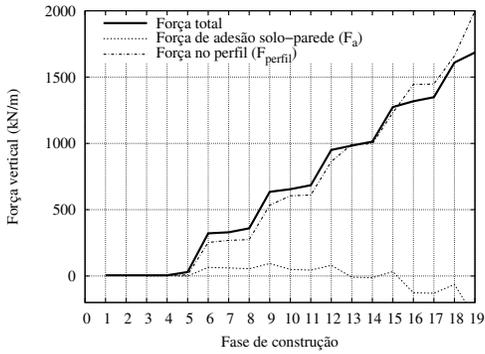


(d) Fase 19

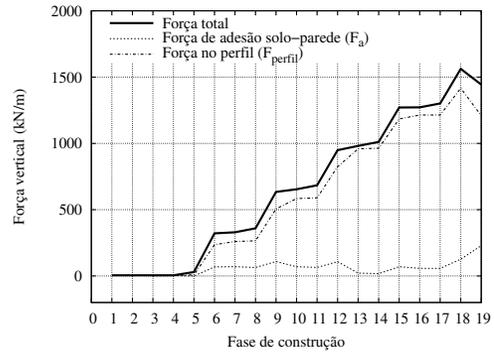
Fig. 19 - Deslocamentos do terreno suportado nas análises B, C1, C2 e C3.

carga nos perfis é superior à soma do peso da parede com as componentes verticais das forças nas ancoragens. Na análise C3 a carga vertical total é consideravelmente menor e a contribuição das cargas na interface é significativa desde as primeiras fases, aumentando com o progresso da escavação. No final da construção o seu valor é superior à carga suportada pelos perfis. Pode, assim, associar-se forças tangenciais na interface elevadas (positivas) a um comportamento inadequado da parede e do terreno.

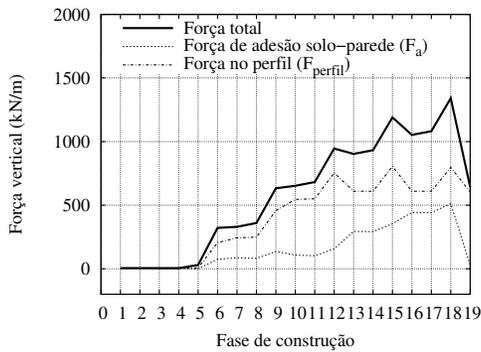
O facto de a força vertical total ser, na análise C3, consideravelmente inferior à da análise C2 implica que as forças nas ancoragens se vão reduzir muito significativamente na análise C3, conforme se mostra na Figura 21. Nas análises B e C3 as cargas tornam-se muito pequenas e, na última fase, quando ocorre o colapso da escavação, parece claro que as cargas nas ancoragens dos níveis 1 a 4 se estão a tornar nulas, ao passo que um se verifica um incremento de carga no último nível.



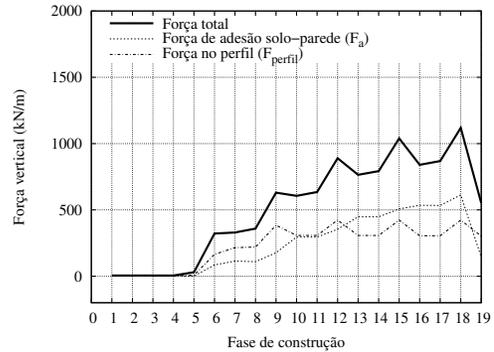
(a) C1



(b) C2



(c) B



(d) C3

Fig. 20 - Evolução da carga vertical total e das forças resistentes nas análises C1, C2, B e C3

5.2.2 – Rigidez da fundação dos perfis

As análises D1 e D2 (Quadro 3) foram realizadas para avaliar a influência da rigidez da fundação dos perfis verticais. A Figura 22 mostra que a plastificação do perfil ocorre para todas as análises e que o padrão da evolução da força tangencial é semelhante ao que se viu na secção anterior.

Ambos os gráficos mostram que os resultados das análises B e D1 são semelhantes, verificando-se que apenas para rigidez da fundação muito pequena (D2) o grau de mobilização de ambas as resistências parece ser significativamente afectado.

As diferenças na resistência tangencial mobilizada existem apenas até à plastificação dos perfis, que ocorre na fase 13 para as análises B e D1 e na fase 16 para a análise D2; após a plastificação dos perfis as análises apresentam a mesma resistência tangencial mobilizada. Como seria de esperar, uma mobilização da resistência tangencial ocorre mais cedo e em maior grau nos casos de menor rigidez da fundação. Após a plastificação, no entanto, a rigidez não tem, praticamente, qualquer efeito.

A Figura 23 ilustra a comparação dos deslocamentos obtidos nas fases 10 e 16, para as três análises. Nas primeiras fases, a rigidez da fundação tem alguma influência nos resultados e

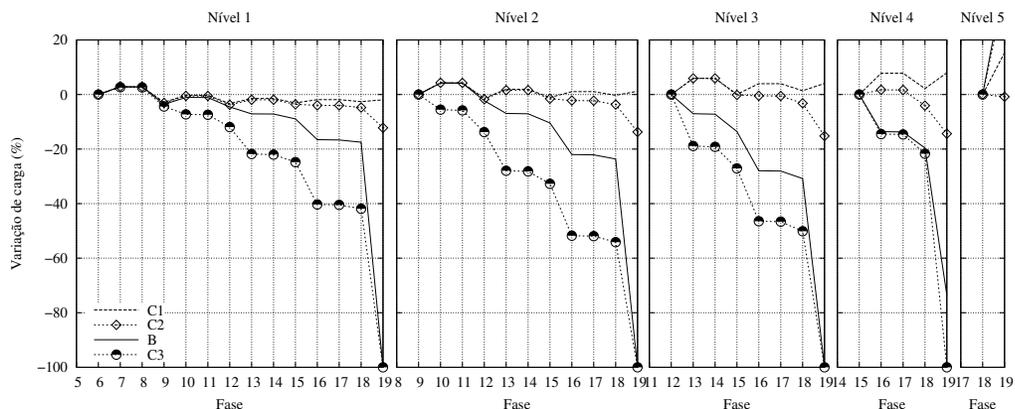


Fig. 21 - Variações de carga nas ancoragens nas análises C1, C2, B e C3

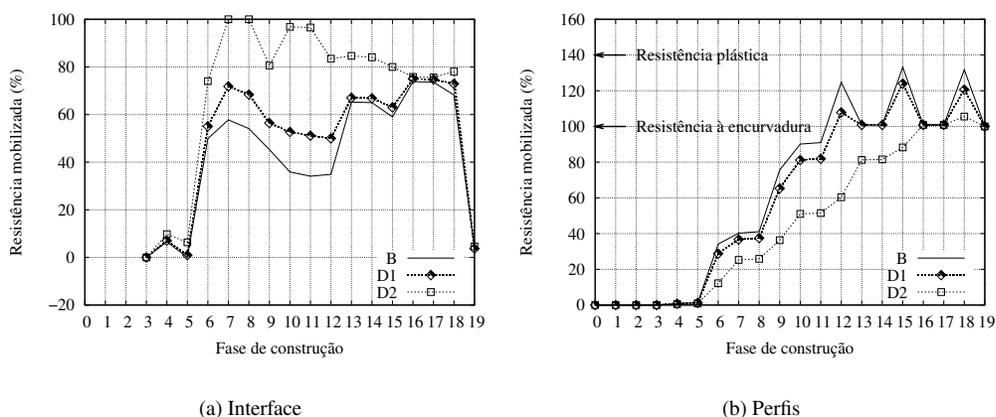


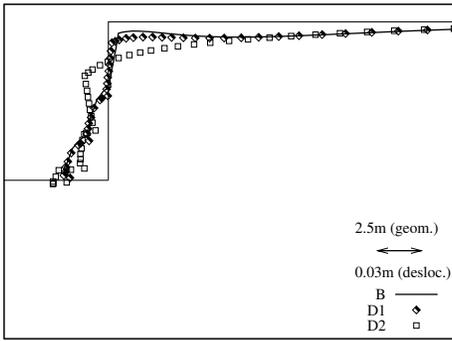
Fig. 22 - Resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis verticais nas análises B, D1 e D2.

ocorrem, assim, maiores deslocamentos nas análises com menor rigidez. Na fase 16 os resultados são muito semelhantes, porque as reacções na interface solo-parede e nos perfis têm o mesmo valor nas três análises, conforme observado na Figura 22. Na fase 19 nenhuma das análises convergiu.

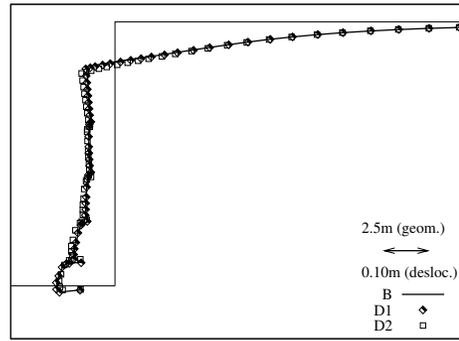
5.3 – Interface solo-parede

Conforme se apresentou no Quadro 3, a influência da resistência na interface é avaliada através das análises E1, E2 e E3, em complemento da análise B. A rigidez tangencial, K_t , foi determinada, para as análises E1, B e E2, considerando a completa mobilização da resistência para um deslocamento tangencial relativo de 2 mm. Na análise E3 assumiu-se uma resistência na interface nula.

A Figura 24 mostra a evolução da resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis. Pode ver-se que a mobilização da resistência dos perfis é semelhante nos vários cálculos, com, contudo, mobilização mais cedo no caso da análise E3, devido à resistência nula na interface. É particularmente importante notar que:



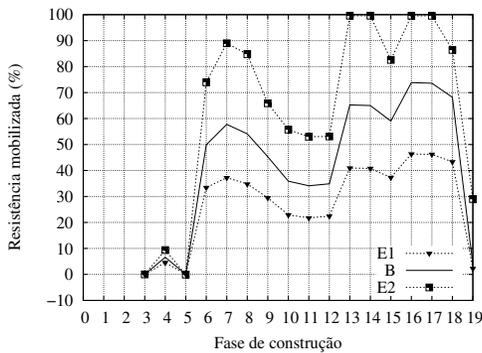
(a) Fase 10



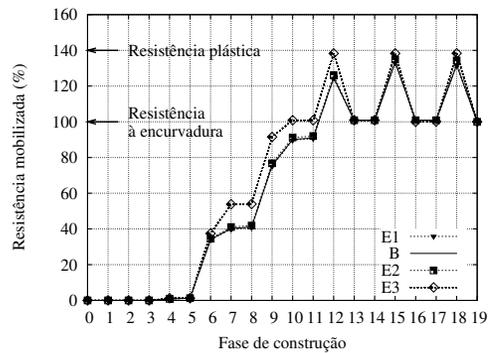
(b) Fase 16

Fig. 23 - Deslocamentos do terreno suportado nas fases 10 e 16, para as análises B, D1 e D2.

- a plastificação dos perfis ocorre em todas as análises, inclusivamente na análise E1, que tem a resistência na interface mais elevada;
- as escavações correspondentes às análises E1 e B colapsam na fase 19, sem que se tenha verificado a total mobilização da resistência na interface.



(a) Interface



(b) Perfis

Fig. 24 - Resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis verticais nas análises E1, B, E2 e E3

Em todas as fases a resistência na interface é mobilizada numa menor percentagem para as análises com maior resistência lateral, mas o valor mobilizado é muito semelhante. Isto pode ser verificado na Figura 25, que mostra os valores da tensão tangencial média mobilizada na interface solo-parede nas análises E1, B e E2. A razão para tal semelhança prende-se com o facto de a única diferença entre as análises E1, B e E2, até à mobilização completa da interface, ser a rigidez tangencial dos elemento junta que representam a interface, o que mostra que esta rigidez não tem um papel significativo no problema. Pode também ver-se que mesmo após a plastificação dos perfis as análises com interface mais resistente não apresentam uma maior tensão tangencial.

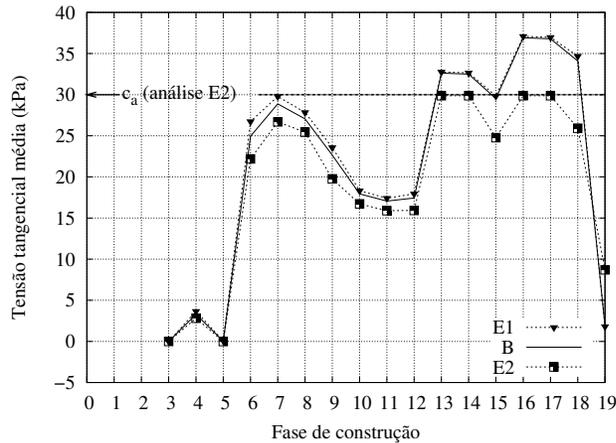


Fig. 25 - Resistência mobilizada na interface nas análises E1, B e E3

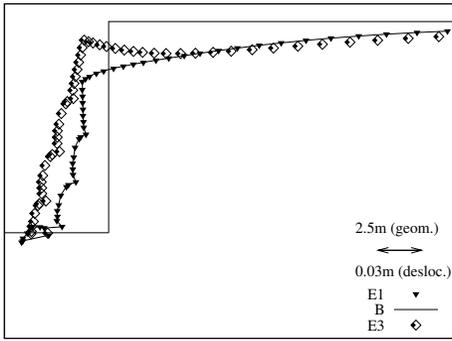
A resistência mobilizada na interface é, assim, apenas a necessária para o equilíbrio. De facto, na a análise E1, para que se mobilizassem tensões tangenciais maiores, a parede teria que sofrer assentamentos mais significativos, que não ocorrem porque não são necessários para manter o equilíbrio vertical. Na fase 19 os deslocamentos do terreno suportado e o decréscimo das cargas nas ancoragens causaram o colapso da escavação, não permitindo a mobilização da resistência na interface.

A Figura 26 apresenta os deslocamentos do terreno nas fases 13 e 16, para as análises E1, B e E3. A análise E2 não está representada porque os deslocamentos são muito semelhantes aos obtidos das análises E1 e B, que são praticamente idênticos. Nas primeiras fases (até à fase 10, não representada na figura) os deslocamentos globais são menores para os cálculos com maior resistência. Para a fase 13, os resultados são curiosos, dado que os deslocamentos horizontais mais elevados correspondem aos menores assentamentos do terreno e vice-versa. Os assentamentos tornam-se significativamente superiores nas análises B e E1 devido à plastificação dos perfis, que causa assentamentos da parede e, devido à transmissão de forças tangenciais na interface, isto induz assentamentos do terreno suportado. Tal é visível na forma convexa da superfície do terreno. Ao contrário, na análise E3, a plastificação dos perfis e o assentamento da parede não induz assentamentos nas proximidades da parede, devido à resistência nula na interface. No entanto, o assentamentos da parede é maior do que nos outros casos induzindo maiores perdas de carga nas ancoragens e, conseqüentemente, maiores deslocamentos horizontais. Torna-se, assim, particularmente interessante verificar que a possibilidade de mobilização de tensões tangenciais na interface solo-parede não significa, necessariamente, melhor comportamento da escavação.

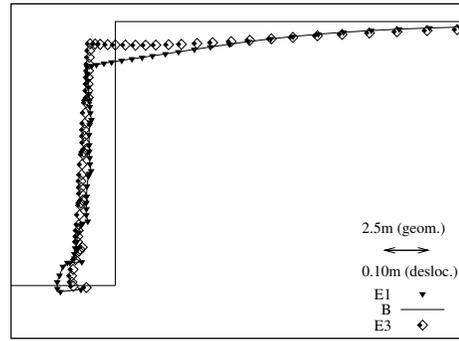
Um outro facto interessante é o de que as diferenças nos deslocamentos tende a dissipar-se com o progresso da escavação. Para a fase 16, a semelhança entre os deslocamentos é peculiar, tendo em atenção que as cargas nas ancoragens são muito diferentes nas análises B e E1 relativamente à análise E3. Pode dizer-se que o efeito negativo das menores cargas horizontais transmitidas pelas ancoragens ao terreno suportado, no caso da análise E3, parece ser contrabalançado pelas maiores cargas verticais aplicadas ao terreno pela parede, nas análises B e E1.

5.4 – Resistência do terreno

Para avaliar a importância da resistência do terreno, duas outras análises — F1 e F2 — foram realizadas. O Quadro 3 apresenta os parâmetros adoptados. Deverá notar-se que o terreno,



(a) Fase 13

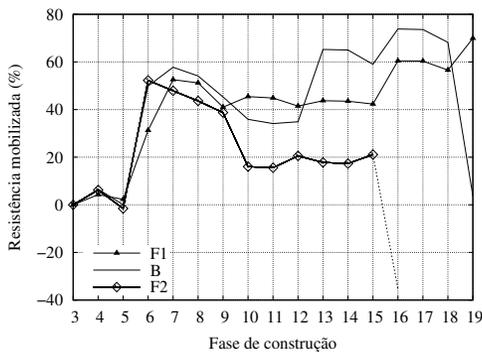


(b) Fase 16

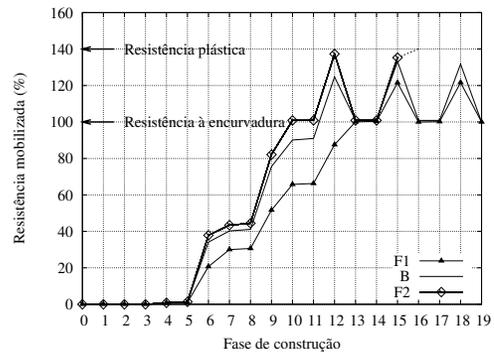
Fig. 26 - Deslocamentos do terreno nas análises E1, B e E3

na análise F2, tem resistência muito baixa (o número de estabilidade da escavação, $N_s = \gamma H / c_u$, igual a 7.2 é muito elevado) e este tipo de estrutura de suporte não é adequado para tais condições. Representa, no entanto, um caso limite para o problema em estudo. Para a análise F1 o número de estabilidade é 1.2, o que significa que, sob um ponto de vista da estabilidade (ignorando os deslocamentos), a escavação poderia (mantendo-se, durante a escavação, as condições não drenadas) ser realizada sem suporte.

A Figura 27 mostra a evolução da resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis verticais. Nos solos menos resistentes a resistência dos perfis é mobilizada mais cedo. A análise F2 terminou na fase 16 porque não foi possível, nesta fase, obter a convergência do cálculo. A análise F1 convergiu para todas as fases e a análise B, conforme anteriormente referido, não convergiu na fase 19.



(a) Interface



(b) Perfis

Fig. 27 - Resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis para as análises F1, B e F2.

Nas primeiras fases a resistência na interface solo-parede é mobilizada em percentagens elevadas, no caso dos solos menos resistentes. A análise F2 parece contradizer a tendência an-

teriormente observada noutras análises, que consiste num incremento nas tensões tangenciais ascendentes aplicadas à parede na fase de escavação a seguir à completa mobilização da resistência dos perfis. De facto, para esta análise verifica-se uma resistência mobilizada na interface praticamente constante, após a plastificação dos perfis, na fase 10. Isto deve-se ao facto de a resistência do solo e o módulo de deformabilidade serem bastante baixos (note-se que as análises B e F2 têm a mesma adesão na interface mas características do terreno bastante diferentes) e, portanto, com o progresso da escavação o terreno “escoa” no tardo da parede devido ao facto de, em estruturas tipo Berlim, o terreno não ser suportado na altura correspondente a cada nível de escavação.

Para a análise F1 pode observar-se uma resposta similar à da análise B, com um incremento da resistência na interface mais tardio, devido à plastificação também mais tardia dos perfis verticais. Tal como na análise B, a resistência lateral nunca é completamente mobilizada.

6 – CONCLUSÕES

A aplicação das ancoragens pré-esforçadas inclinadas em cortinas de contenção flexíveis impõe-lhes cargas verticais de elevado valor e obriga à sua consideração no dimensionamento. Este deve ser realizado considerando, como ações, o peso da parede e as componentes verticais das forças das ancoragens, incorporando as suas eventuais variações e, como forças resistentes, a capacidade resistente da base da parede e a contribuição por atrito lateral do lado passivo. A inexistência de lado passivo no caso de paredes de contenção tipo Berlim faz com que as cargas verticais sejam, neste tipo de parede, de particular importância.

O problema da perda de equilíbrio vertical manifesta-se na prática através de importantes deslocamentos horizontais e verticais da cortina, acompanhados de assentamentos do terreno suportado e de perdas de carga nas ancoragens, sendo conhecidos em diversos casos de obra incidentes e acidentes em que este modo de colapso esteve envolvido.

Apesar de constituir um problema de grande importância, não há ainda consenso, no meio técnico, sobre a forma de realizar o dimensionamento em relação às cargas verticais, adoptando-se, em projecto, regras e hipóteses muito variadas. As preocupações com este problema devem estender-se à execução, em particular no que respeita à instalação dos perfis verticais.

A avaliação do equilíbrio só pode fazer-se através do conhecimento das cargas verticais na parede: distingue-se, assim, as cargas aplicadas (peso da parede e componentes verticais das forças das ancoragens) e as cargas absorvidas por reacção (cargas nos perfis metálicos verticais e força de corte na interface solo-parede).

Recorreu-se a um programa de cálculo de elementos finitos para a descrição do mecanismo de colapso de paredes de contenção tipo Berlim, podendo este ser caracterizado por: (1) mobilização significativa da resistência da interface solo-parede após a ocorrência de encurvadura no perfil vertical (ou falha de capacidade resistente da sua fundação); (2) decréscimo significativo da generalidade das cargas nas ancoragens, que podem mesmo anular-se quando se verifica o colapso; (3) aumento significativo da carga no último nível de ancoragens; (4) acréscimo muito significativo dos deslocamentos verticais e horizontais do terreno suportado; (5) plastificação sucessiva do solo suportado após a instabilização do perfil metálico, até ao colapso.

A resistência dos perfis verticais e do terreno suportado afecta significativamente o comportamento de estruturas tipo Berlim definitivas em condições de equilíbrio vertical precário, no que respeita à mobilização de forças tangenciais na interface, à mobilização da resistência dos perfis, às variações de carga nas ancoragens e aos deslocamentos do terreno. A rigidez da fundação dos perfis tem algum efeito no comportamento antes da plastificação dos perfis, em particular para valores daquele parâmetro muito baixos.

A consideração, através de análise paramétrica, do efeito da resistência na interface mostrou que: (1) a consideração de resistência nula na interface não produz, necessariamente, efeitos negativos no comportamento global da escavação; (2) a adopção de uma resistência superior não resulta numa alteração significativa do comportamento nem produz uma mobilização total dessa resistência, após a plastificação do perfil.

Estas constatações levam a concluir pela conveniência em considerar, no dimensionamento dos perfis verticais de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas, a totalidade das cargas provenientes do peso da parede e das componentes verticais das forças das ancoragens. Em alternativa, pode ver-se em Guerra et al. (2003) uma proposta de metodologia para o dimensionamento dos perfis que considera o efeito — positivo ou negativo — das tensões de corte na interface solo-cortina.

7 – AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de expressar o seu agradecimento ao Instituto Superior Técnico e aos Orientadores do trabalho de doutoramento: Professores António Gomes Correia, Manuel Matos Fernandes e António Silva Cardoso.

O autor expressa ainda o seu sincero reconhecimento a todos aqueles que, de alguma forma, o ajudaram no seu trabalho e que se encontram mencionados nos agradecimentos no texto da tese.

ANEXO

As diversas fases construtivas consideradas nos cálculos são esquematicamente apresentadas na Figura 28, tendo a sequência que se indica em seguida:

- fase 0 – cálculo das tensões iniciais;
- fase 1 – escavação inicial para a construção da viga de coroamento (retirada de elementos de solo) e instalação dos perfis metálicos verticais:
 - estes perfis metálicos inicialmente instalados têm a resistência dada pela tensão de cedência média f_{ym} e a rigidez axial real EA ; a tensão de cedência média não considera, nesta fase, a possibilidade de encurvadura do perfil, uma vez que este se encontra confinado;
 - os perfis são simulados por uma sequência de elementos barra na direcção vertical, sendo o número de barras igual ao número de fases de escavação;
 - os apoios representados nas figuras restringem os deslocamentos horizontais e são necessários pelo facto de os elementos barra apenas transmitirem esforço normal;
 - o elemento barra inferior simula as características da fundação;
 - o elemento inferior é unido a um ponto que, nesta fase, é fixo;
 - os elementos barra são, assim, nesta fase, completamente independentes da restante malha de elementos finitos; não se considera, igualmente, qualquer efeito da sua instalação;
- fase 2 – betonagem da viga de coroamento:
 - colocação de elementos junta horizontais no futuro contacto da viga de coroamento com a superfície do terreno escavado;

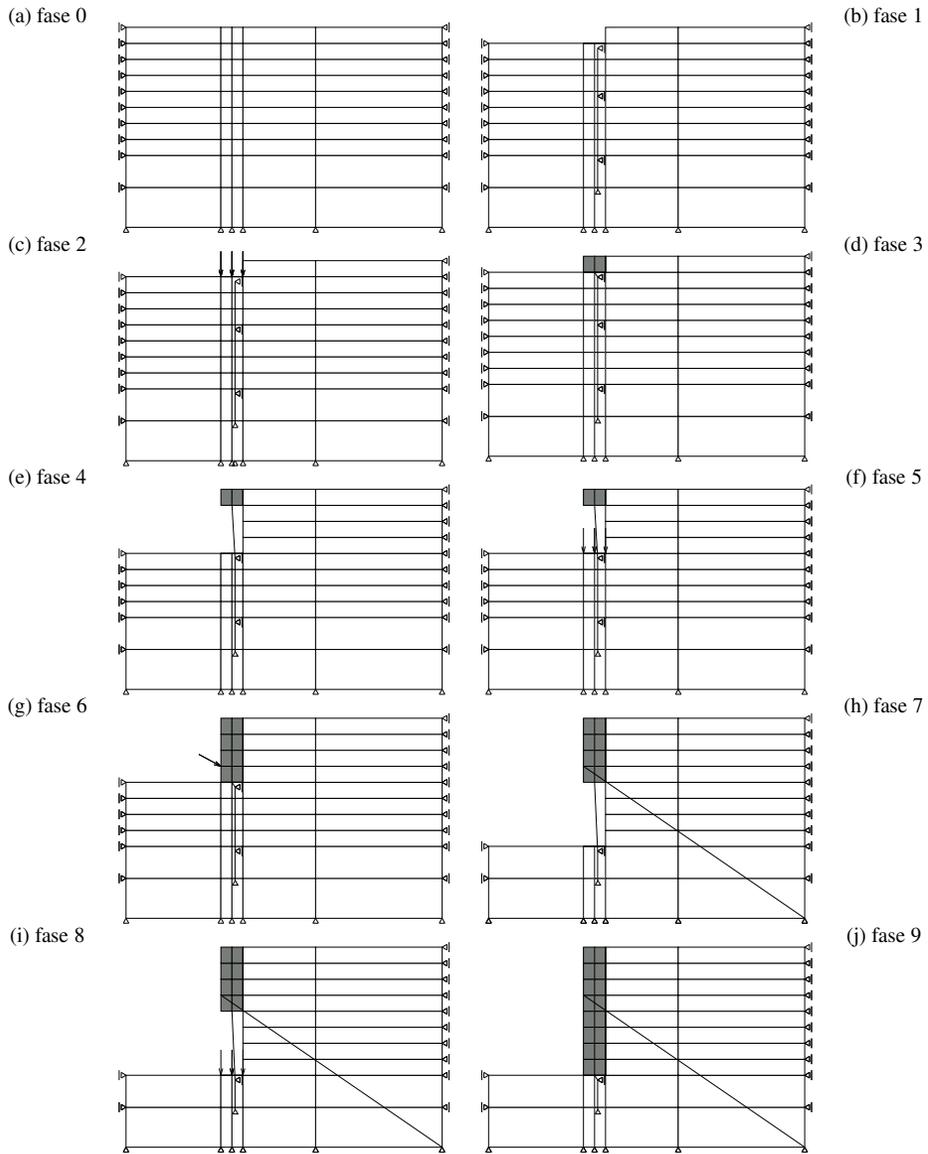


Fig. 28 - Representação esquemática da modelação das fases construtivas de uma parede de contenção tipo Berlim.

- aplicação das cargas verticais devidas ao peso da viga de coroamento nos elementos junta; estes elementos junta não têm qualquer ligação aos perfis metálicos;
- apesar de, na maior parte dos casos, a aplicação das cargas devidas ao peso da viga não ter grande influência nos deslocamentos e, portanto, este efeito não ter, nesta fase, consequências significativas considera-se, a partir desta fase, a aplicação de deslocamentos ao nó inferior dos elementos barra iguais aos que o nó com coordenadas mais próximas do terreno sofrer;
- nenhum carregamento é, no entanto, aplicado aos perfis metálicos, uma vez que se pretende simular a betonagem, em que o betão fresco é colocado em contacto com

os perfis mas nenhuma carga lhes é transmitida;

- fase 3 – presa do betão da viga de coroamento:
 - instalação dos elementos bidimensionais que simulam a viga e dos elementos junta verticais que simulam o contacto entre a viga e a superfície vertical do terreno escavado; os elementos bidimensionais não têm peso, uma vez que as cargas devidas ao peso foram já aplicadas de forma independente na fase 2;
 - a partir desta fase a viga de coroamento fica solidarizada com os perfis metálicos; para simular o contacto recorre-se a uma barra de grande rigidez e resistência mas de comprimento muito pequeno; esta barra não tem, neste caso, qualquer efeito, uma vez que será retirada na fase construtiva seguinte e não há ainda ancoragens instaladas; no entanto, por simplicidade optou-se por usar exactamente o mesmo procedimento que se utilizará na fase 6, na qual haverá carga vertical devida ao primeiro nível de ancoragens;
- fase 4 – 1ª fase de escavação:
 - a barra de pequeno comprimento e de elevada rigidez, assim como a barra superior do perfil inicialmente instalada são retiradas e substituídas por uma barra com comportamento elástico perfeitamente plástico cuja carga limite é a capacidade resistente à encurvadura; ao mesmo tempo atribui-se à nova barra o estado de tensão da barra inicialmente existente;
 - procede-se ainda nesta fase à escavação do nível seguinte, o que se traduz pela retirada de elementos de solo e dos elementos de junta horizontais; esta escavação deverá provocar a transmissão de cargas verticais ao perfil metálico;
- fase 5 – betonagem do 1º painel:
 - instalação de elementos junta horizontais no contacto do 1º painel da parede com a superfície horizontal do terreno escavado, à semelhança do descrito na fase 2;
 - aplicação nestes elementos junta das cargas verticais devidas ao peso do betão;
- fase 6 – presa do betão do 1º painel e aplicação do pré-esforço:
 - instalação dos elementos de parede e dos elementos junta verticais que simulam o contacto entre o solo e a superfície vertical escavada; os elementos bidimensionais que simulam a parede não têm peso, uma vez que as cargas devidas a esta acção foram consideradas na fase anterior;
 - a barra que foi instalada na fase 4 é retirada; a ligação da parede aos perfis faz-se através da activação de uma nova barra de pequeno comprimento que une a parede ao topo do perfil inicialmente instalado;
 - as cargas devidas ao pré-esforço são aplicadas através de uma força concentrada;
- fases 7 a 9 – similares ao faseamento descrito nas fases 4 a 6, podendo repetir-se para outros níveis de escavação, caso existam.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, G. (1999a). Comunicação pessoal.
- Almeida, G. (1999b). A experiência da Câmara Municipal de Lisboa nas obras de escavação e contenção periférica. Em FUNDEC, Instituto Superior Técnico, editor, *Concepção, Projecto, Construção e Monitorização de Cortinas de Contenção*.
- ASCE (1997). *Guidelines of engineering practice for braced and tied-back excavations*, volume ASCE Geotechnical Special Publication No 74. ASCE.
- Baracho Dias, H. (1995). *Muros de suporte 'Coimbra' e 'Lisboa' em substituição dos impropriamente designados genericamente de muros de 'Berlim' ou 'tipo Berlin'*. Em 5o Congresso Nacional de Geotecnia, volume 3, pp. 53–62, Coimbra. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Brito, J. M. (1999). Comunicação pessoal.
- Brito, J. M., Moura Esteves, J., e Pimentel, V. (1997). *Normas de projectos de escavação e contenção periférica; a contribuição do Grupo de Trabalho de Geotecnia da Ordem dos Engenheiros*. Em 6o Congresso Nacional de Geotecnia, A Geotecnia nas infraestruturas de transportes, energia e ambiente, pp. 569–580, Instituto Superior Técnico, Lisboa. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Broms, B. B. (1968). *Swedish tieback system for sheet pile walls*. Em Proc. 3rd Budapest Conf. Soil Mech. Found. Eng, pp. 391–403.
- Broms, B. B. e Stille, H. (1976). *Failure of anchored sheet pile walls*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 102(3), pp. 235–251.
- Cacoilo, D. (1999). Comunicação pessoal.
- Cacoilo, D., Tamaro, G., e Edinger, P. (1998). *Design and performance of a tied-back sheet pile wall in soft clay*. ASCE Geotechnical Special Publication No 83, Design and Construction of Earth Retaining Systems, pp. 14–25.
- Caliendo, J. A., Anderson, L. R., e Gordon, W. J. (1990). *A field study of a tieback excavation with a finite element analysis*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and Performance of Earth Retaining Structures.
- Canadian Foundation Engineering Manual (1978). Foundations Committee of the Canadian Geotechnical Society, Montreal.
- Cardoso, A. J. M. S. (1987). *A técnica das pregagens em solos aplicada a escavações; métodos de análise e dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cardoso, A. S., Guerra, N. M. C., Antão, A. N., e Matos Fernandes, M. (2004). *Cortinas tipo Berlin definitivas em solos argilosos: a questão da estabilidade vertical*. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 100, pp. 271–291.
- Companhia do Metro de S. Paulo (1980). *Normas Técnicas Complementares*. S. Paulo.
- Day, P. (1990). *Design and construction of a deep basement in soft residual soils*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp. 734–746.

- Dietrich, M., Chase, B., e Teul, W. (1971). *Tieback system permits uncluttered excavation*. Foundation Facts, 7(1), pp. 3–7. Obra não consultada directamente.
- Especialização em Geotecnia da Ordem dos Engenheiros (2004). *Recomendações na Área da Geotecnia*. Ordem dos Engenheiros, Lisboa.
- Finno, R. J. (1992). *Deep cuts in Chicago Clay*. ASCE Geotechnical Special Publication No 33, Excavation and Support for the Urban Infrastructure, pp. 119–143.
- Goldberg, D. T., Jaworski, W. E., e Gordon, M. D. (1976). Lateral support systems and underpinning. Relatório FHWA-RD-75-128, Fed. Hwy. Admin. 3 vols.
- Gould, J. P. (1990). *Earth retaining structures - developments through 1970*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and performance of earth retaining structures, pp. 8–21.
- Guerra, N. M. C. (1999). *Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico.
- Guerra, N. M. C., Cardoso, A. S., Matos Fernandes, M., e Gomes Correia, A. (2004). *Vertical stability of anchored concrete soldier-pile walls in clay*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(12), pp. 1259–1270.
- Guerra, N. M. C., Matos Fernandes, M., Cardoso, A. S., e Gomes Correia, A. (2003). *Dimensionamento expedito de perfis verticais de estruturas de contenção tipo Berlim: avaliação do comportamento por via numérica*. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 99, pp. 81–103.
- Guerra, N. M. C., Matos Fernandes, M., Gomes Correia, A., e Cardoso, A. S. (2002). *Estruturas de contenção tipo Berlim com perfis exteriores: avaliação do comportamento por via numérica*. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 96, pp. 77–94.
- Hanna, T. H. (1968). *Design and behaviour of tied-back retaining walls*. Em Proc. 3rd Budapest Conf. Soil Mech. Found. Eng, pp. 410–418, Budapest.
- Hanna, T. H. e Matallana, G. A. (1970). *The behaviour of tied-back retaining walls*. Canadian Geotechnical Journal, 7(4), pp. 372–396.
- Hanna, T. H. e Seeton, J. E. (1967). *Observations on a tied-back, soldier pile and timber lagging wall*. Ontario Hydro Research Quarterly, 19(2), pp. 22–28. Obra não consultada directamente, referida por Hanna (1982).
- Klosinsky, B. e Rafalski, L. (1994). *Bearing capacity of steel piles embedded in hardening slurry*. Em Proceedings of 13th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 2, pp. 915–918, New Deli.
- Kress (1922). *Vom Bau der Berliner und Hamburger Untergrundbahnen, Sobre a construção dos metropolitanos de Berlim e Hamburgo*. Der Bauingenieur, 3(12). Em alemão, obra não consultada directamente, referida por Wittke (1997).
- Kérisel, J., Robert, J., Schlosser, F., Juran, I., Causse, G., e Romon, C. (1981). *Expérimentation d'un mur à ancrages multiples*. Em Proceedings of 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 2, pp. 157–160, Stockholm.

- Maertens, J. e Theys, F. (1997). *Anchored sheet pile wall for a 13 m deep construction pit along an operational railway line*. Em Littlejohn, G. S., editor, *Ground anchorages and anchored structures, Proceedings of the international conference organized by the Institution of Civil Engineers*, pp. 244–251, London, U.K. ICE, Thomas Telford.
- Matos Fernandes, M. A. (1983). *Estruturas flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento*. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. A. (1985). *Escavações suportadas por cortinas ancoradas: capacidade decarga do maciço à solicitação vertical transmitida pela estrutura de suporte*. *Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, 43, pp. 43–64.
- Matos Fernandes, M. A., Cardoso, A. J. S., Trigo, J. F. C., e Marques, J. M. M. C. (1993). *Bearing capacity failure of tied-back walls: a complex case of soil-wall interaction*. *Computers and Geotechnics*, 15, pp. 87–103.
- Matos Fernandes, M. A., Cardoso, A. J. S., Trigo, J. F. C., e Marques, J. M. M. C. (1994). *Soil-structure interaction: numerical analysis and modelling*, capítulo 9, *Finite element modelling of supported excavations*. E FN Spon.
- McRostie, G. C., Burn, K. N., e Mitchell, R. J. (1972). *The performance of tied-back sheet piling in clay*. *Canadian Geotechnical Journal*, 9, pp. 206–218.
- O'Rourke, T. D. e Jones, C. J. F. P. (1990). *Overview of earth retention systems: 1970-1990*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*.
- Peck, R. B. (1972). *Soil-structure interaction*. Em 5th ASCE Proceedings of Soil Mechanics and Foundation Division, *Performance of Earth and Earth-supported Structures*, volume 2, pp. 249–250, Purdue Univ., Lafayette, Indiana.
- Plant, G. W. (1972). *Anchor inclination - its effects on the performance of a laboratory scale tied-back retaining wall*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 53, part 2, pp. 257–274.
- Reinfurt, J. E., Anderson, T. C., Reitz, P., e Licari, T. (1994). *Temporary shoring support systems in an urban environment*. ASCE Geotechnical Special Publication No 42, *Serviceability of Earth Retaining Structures*, pp. 24–42.
- Schnore, A. R. (1990). *Selecting retaining wall type and specifying proprietary retaining walls in NYS DOT practice*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, pp. 119–124.
- Shannon, W. L. e Strazer, R. J. (1970). *Tied-back excavation wall for Seattle First National Bank*. *ASCE Civil Engineering*, 40, pp. 62–64.
- Slater, W. M. (1967). *Prestressed anchors and tie-backs in greater use*. *Daily Commercial News and Building Record*, pp. 16–17. Obra não consultada directamente, referida por Hanna (1968).
- Stocker, M. F. (1991). *Contribuição para a discussão na sessão n. 4b*. Em *Proceedings of 10th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume 4, p. 1368, Firenze.

- Trigo, J. F. C. (1990). A estabilidade de cortinas ancoradas em relação às acções verticais. Análise por elementos finitos. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Ulrich, E. J. J. (1989). *Tieback supported cuts in overconsolidated soils*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 115(4), pp. 521–545.
- Ware, K. R., Mirsky, M., e Leuniz, W. E. (1973). *Tieback wall construction - results and controls*. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 99(12), pp. 1135–1152.
- Winter, D. G. (1990). *Pacific First Center performance of the tieback shoring wall*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp. 764–777.
- Wittke, W. (1997). *Heritage lecture: state of the art and development of geotechnical engineering in Germany*. Em Proceedings of 14th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 4, pp. 2075–2095, Hamburg.
- Xanthakos, P. P. (1994). *Slurry walls as structural systems*. McGraw-Hill, 2a edição.



ANTÓNIO JOSÉ ROQUE
nasceu em 1962, no Entroncamento

Obteve a Licenciatura em Engenharia Geológica pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), em 1985. Em 1990, obteve o grau de Mestre em Geologia de Engenharia pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), com a dissertação *Ensaio de Permeabilidade In Situ nas Zonas Saturada e Não Saturada*, premiada, no biénio 1989-90, com a Menção Honrosa pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Em 2001, obteve o grau de Doutor na especialidade Engenharia Civil – Solos, pelo Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (INSA de Lyon), com a tese de doutoramento *Transfert advectif et diffusif de polluants inorganiques dans les barrières d'étanchéité minérales présentes dans les Centres de Stockage de Déchets. Application aux sols fins portugais*, premiada, no quadriénio 2000-03, com o Prémio Manuel Rocha – Menção Honrosa pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Iniciou a sua actividade profissional no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) em 1986, no Núcleo de Prospeção do Departamento de Geotecnia, como Bolseiro de Investigação. Presentemente é Investigador Auxiliar no Núcleo de Geologia de Engenharia do mesmo Departamento.

A sua actividade no LNEC, no período de 1986 a 1995, decorreu no âmbito da Geologia de Engenharia, designadamente no desenvolvimento de aplicações da geologia ao estudo geotécnico dos sítios de implantação de obras de engenharia civil e em estudos de reconhecimento, prospeção e caracterização de maciços e da Hidrogeologia, particularmente na avaliação dos recursos hídricos subterrâneos do país. A partir de 1996, iniciou a sua actividade no domínio da Geotecnia Ambiental; as principais áreas da sua especialização e interesse são o desempenho dos aterros de resíduos, o transporte de poluentes e seu confinamento e a reutilização de resíduos em obras geotécnicas.

Foi Professor Auxiliar Convidado na FCT/UNL, nos anos lectivos 2001-2002 e 2002-2003, leccionando nas disciplinas de Mecânica das Rochas, Geoambiente e Geologia e Propriedades dos Solos e das Rochas. Desde o ano lectivo 2003-2004, lecciona na disciplina de Geotecnia Ambiental I do Curso de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica promovido conjuntamente pela FCTUC e pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

É autor ou co-autor de 22 publicações em revistas e em actas de eventos nacionais e internacionais, tendo sido conferencista convidado em 6 destes, e de 70 relatórios técnicos do LNEC. É co-editor das Actas do Seminário sobre Valorização de Resíduos em Obras Geotécnicas. Foi orientador de 7 estágios de licenciatura, 5 no LNEC e 2 no INSA de Lyon e é no presente orientador de uma tese de doutoramento e investigador responsável do projecto *Valorização de resíduos em infraestruturas de transportes e obras geotécnicas – Aplicação às escórias de aciaria*, co-financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia.

No quadriénio 2004-2008 desempenhará as funções de Secretário-Geral da Sociedade Portuguesa de Geotecnia e de Coordenador da Comissão Técnica Nacional para a Valorização de Resíduos em Obras Geotécnicas. Pertenceu à Comissão Organizadora do 4.º e 8.º Congresso Nacional de Geotecnia e do Seminário sobre Valorização de Resíduos em Obras Geotécnicas e co-organizou o Curso sobre *Geosynthetic clay liners for waste containment facilities*. Pertence à Comissão Organizadora das 2.ªs Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia.

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CONFINAMENTO DE SOLOS FINOS PORTUGUESES: SELECÇÃO DOS LIXIVIADOS E DOS SOLOS

Evaluation of Portuguese fine-grained soils as liners to waste disposals: leachate and soil selections

António José Roque*

RESUMO – O presente estudo evidenciou que no transporte dos poluentes através dos solos finos, deve ser tomada em consideração, não apenas a condutividade hidráulica, como prescreve o Decreto-Lei n.º 152/2002, de 23 de Maio e a maior parte dos regulamentos internacionais, mas também o coeficiente de difusão e o factor de retardamento dos poluentes. A tomada de consciência da importante influência da difusão molecular e da retenção na migração dos poluentes através dos solos significa que é mais correcto, por simular com maior aproximação as condições reais, dimensionar as barreiras minerais presentes nos aterros de resíduos com base no transporte dos poluentes por advecção e por difusão. De forma a se obter uma amostragem alargada sobre o transporte dos poluentes nos solos, procedeu-se, numa primeira fase do programa de investigação, à preparação de dois lixiviados, representativos dos produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos, à caracterização de trinta amostras recolhidas em diferentes formações argilosas portuguesas e à selecção de amostras representativas e, numa segunda fase, ao estudo do desempenho hidrogeoquímico dos solos com base, quer na compatibilidade solo-lixiviado, quer no tempo de transporte das espécies químicas nos solos por advecção e por difusão. Neste artigo apenas se apresentam os trabalhos desenvolvidos na primeira fase.

SYNOPSIS – The present study has shown that the pollutant transport through fine-grained soils must take into account not only the hydraulic conductivity, as is established by Decree-Law n.º 152/2002, 23 May and by most international regulations, but also the diffusion coefficient and the retardation factor of pollutants. The awareness of the important influence of molecular diffusion and of retention on the migration of pollutants in soils indicates that the most adequate procedure, since it simulates with highest accuracy the *in situ* conditions, is to dimension the clay liners based on pollutant transport by advection and by diffusion.

In order to obtain a comprehensive sampling about the importance of pollutant transport in soils, the preparation of two leachates, representing the ones produced in waste disposals, was carried out, in a first phase. The same phase also included the characterisation of thirty samples collected in different Portuguese clayey formations as well as the selection of representative samples. The second phase comprised the study of the soil-leachate compatibility and of pollutant transport by advection and by diffusion. This article only presents the works developed in the first phase.

1 – INTRODUÇÃO

O respeito pelo ambiente e o tratamento e armazenamento de resíduos, em particular, não se consideravam prioritários após a 2.^a Guerra Mundial. Uma série de incidentes no final dos anos 60 e nos anos 70 vieram evidenciar que a eliminação dos resíduos sem nenhum controlo

*Doutor em Engenharia Civil – Solos pelo INSA de Lyon, Mestre em Geologia de Engenharia pela UNL, Investigador Auxiliar do LNEC (e-mail: aroque@lnec.pt)

representava uma fonte potencial de poluição do ambiente, levando à tomada de consciência da importância de uma gestão controlada dos resíduos e da necessidade de produzir legislação específica sobre a sua gestão e armazenamento. De entre os incidentes, salientam-se: a descoberta, em 1972, de bidões de cianeto abandonados nas proximidades de Nuneaton, no Reino Unido, num local que estava a ser utilizado como jardim para crianças; a identificação, em 1977, de uma fuga de lixiviados e de gás tóxicos em Love Canal, Nova Iorque; e a localização, em 1971, de 3000 toneladas de arsénio e cianeto armazenadas num lago alemão.

As manifestações públicas de desagrado crescentes após cada novo incidente ambiental e a tomada de consciência das administrações centrais, regionais e locais de que a eliminação dos resíduos sem nenhum controlo constituía uma fonte importante de contaminação dos solos e dos recursos hídricos e, por isso, uma ameaça à qualidade de vida das populações, por um lado, e o facto de o volume de resíduos produzidos não parar de crescer, por outro, foram razões suficientemente fortes para que, ao nível de cada país e das organizações internacionais, se tenham produzido planos estratégicos de gestão dos resíduos, em geral, e do seu armazenamento em estruturas que garantissem o seu isolamento do meio ambiente envolvente, em particular.

Em Portugal, o quadro legislativo da gestão dos resíduos alterou-se radicalmente na última década. Passou-se de um armazenamento desordenado dos resíduos, para uma estratégia nacional para os resíduos. De forma a levar à prática as medidas previstas no Decreto-Lei n.º 239/97, de 9 de Setembro, que passou a estabelecer as regras a que ficava sujeita a gestão de resíduos, salientam-se: a aprovação, em Novembro de 1997, do Plano Estratégico Sectorial dos Resíduos Sólidos Urbanos (PERSU), que constitui o principal referencial estratégico da gestão destes resíduos em Portugal e, em Dezembro de 1999 (revisto em 2000 e 2001), do Plano Estratégico Sectorial da Gestão dos Resíduos Industriais (PESGRI), que constitui, neste caso, o principal referencial estratégico da gestão destes resíduos em Portugal. Com a publicação do Decreto-Lei n.º 152/2002, de 23 de Maio, passou a estar regulamentada a instalação, exploração, encerramento e manutenção pós-encerramento dos aterros de resíduos.

Ainda que, no quadro de uma gestão dos resíduos sustentável, os aterros de resíduos sejam vistos, por diferentes razões, como o último recurso na hierarquia das opções de gestão dos resíduos, na maior parte dos países a percentagem mais importante dos resíduos continua a ter como destino final a deposição em aterro. Segundo Williams (1998), entre vinte países ocidentais (os quinze países da União Europeia anteriores ao último alargamento, o Canadá, os Estados Unidos da América, o Japão, a Noruega e a Suíça), onze depositavam mais de 50% dos resíduos urbanos produzidos em aterros e dezassete, mais de 25%. A Suíça, o Luxemburgo e o Japão são, de entre os países enumerados por Williams (1998), os que menos praticam o armazenamento em aterros de resíduos.

Em Portugal, a evolução da gestão dos resíduos urbanos prevista pelo PERSU entre 1995 e 2005 era a seguinte: em 1995, 73% dos resíduos seriam ainda armazenados em vazadouros não controlados, 14% em aterros de resíduos, 0% incinerados, 4% reciclados e 9% tratados pela via anaeróbica e compostagem; em 2005, 0% em vazadouros não controlados, 25% em aterros de resíduos, 25% incinerados, 25% reciclados e 25% tratados pela via anaeróbica e compostagem. No que se refere às 70000 toneladas de resíduos industriais perigosos, o PESGRI previa a repartição seguinte: 16000 toneladas (incineração obrigatória) seriam co-incineradas, 6000 toneladas tratadas por meios físico-químicos, 44000 toneladas depositadas em aterros de resíduos e 2000 toneladas tratadas no estrangeiro.

A tomada de consciência da importância dos desafios ambientais para a comunidade geotécnica é confirmada pelo número crescente de publicações apresentadas desde o final dos anos 70 nos congressos internacionais da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE) e da Associação Internacional de Geologia de Engenharia e Ambiente (IAEG). A ISSMGE passou mesmo a organizar, a partir de 1994, um novo

congresso internacional exclusivamente dedicado às questões ambientais. Foi assim que apareceu o Congresso Internacional sobre Geotecnia Ambiental de Edmonton, Canadá, a que se seguiram o de Osaka, em 1996, de Lisboa, em 1998 e do Rio de Janeiro, em 2002. Aquando do congresso de Lisboa, o “*Comité Técnico TC-5 para a Geotecnia Ambiental*” da ISSMGE apresentou um primeiro relatório que formalizou o quadro de actuação da Geotecnia Ambiental, nomeadamente a concepção e o projecto dos aterros de resíduos e os mecanismos de transporte dos poluentes nos solos.

Foi também neste contexto de crescente importância dos temas relacionados com a Geotecnia Ambiental, que o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, através do Departamento de Geotecnia, passou a desenvolver, a partir do final dos anos 80, trabalhos de investigação visando o estabelecimento: de metodologias de determinação da condutividade hidráulica *in situ* em solos saturados e não saturados e de avaliação do desempenho hidrogeoquímico dos solos finos potencialmente adequados para a construção das barreiras minerais presentes nos aterros de resíduos.

Apesar de, à data de início do programa de investigação, já existirem vários trabalhos publicados sobre a avaliação da capacidade dos solos argilosos assegurarem, em termos eficazes, o confinamento dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos, ainda continuavam a haver incertezas e domínios pouco explorados, nomeadamente no que se referia:

1. segundo van Impe (1998) e Clark (1998), ao efeito a longo prazo da percolação dos lixiviados na capacidade de confinamento das barreiras minerais;
2. segundo Salim (1994), ao efeito dos lixiviados multiespécies, como sejam os lixiviados reais, no tempo de transporte dos metais pesados através das barreiras minerais;
3. segundo Evans et al. (1990), ao dimensionamento das barreiras minerais com base no tempo de transporte advectivo e difusivo dos poluentes;
4. segundo Daniel (1998), ao desempenho hidrogeoquímico das barreiras minerais com base na observação do seu comportamento em aterros de resíduos, durante as fases de exploração e pós-encerramento e em centros experimentais de armazenamento de resíduos com fins de investigação.

A documentação ainda pouco abundante no que respeita às matérias tratadas nos pontos 1. a 3. (o ponto 4. não fazia parte dos objectivos do programa de investigação) resulta em grande parte:

- i. dos custos e do tempo necessário à realização dos programas experimentais;
- ii. dos custos e da complexidade das análises químicas dos lixiviados e dos solos;
- iii. do pouco conhecimento, de uma parte muito significativa dos geotécnicos, dos conceitos teóricos e dos procedimentos experimentais necessários à estimação do tempo de transporte advectivo e difusivo dos poluentes através dos solos.

Quando este trabalho foi programado, observou-se que, de entre os estudos efectuados, a maior parte dos quais pioneiros nos temas investigados, os mais avançados no domínio da avaliação do desempenho hidrogeoquímico das barreiras minerais diziam respeito:

- a. às argilas puras, como as montmorilonites sódica e cálcica, a ilite e a caulinite, efectuados por Shackelford (1988) e Phadungchewit (1990), e às misturas solo/bentonite, efectuados por Cavalcante Rocha (1995);
- b. aos lixiviados simulados em laboratório preparados a partir de um número reduzido de espécies químicas, efectuados por Shackelford (1988) e Salim (1994);
- c. à determinação do tempo de transporte dos poluentes com base nos valores da condutividade hidráulica, efectuados por Dunn (1983) e Cavalcante Rocha (1995) ou

do coeficiente de difusão, efectuados por Shackelford (1988), Barone (1990) e Salim (1994).

Face ao quadro traçado precedentemente, decidiu-se (Roque, 2001):

1. seleccionar espécies químicas inorgânicas representativas dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos;
2. seleccionar concentrações químicas representativas destas espécies químicas;
3. amostrar formações argilosas portuguesas que cobrissem uma vasta gama de características geotécnicas e constituíssem uma potencial área de empréstimo para a construção de barreiras minerais de aterros de resíduos com condutividade hidráulica inferior ou igual a 1×10^{-9} m/s;
4. estudar o desempenho hidrogeoquímico dos solos com base, quer na compatibilidade solo-lixiviado, quer no tempo de transporte das espécies químicas por advecção e por difusão.

Os pontos 1., 2. e 3. pertencem à primeira fase do programa de investigação e são apresentados neste artigo; o ponto 4. pertence à segunda fase e será tratado em trabalhos a publicar oportunamente.

2 – CARACTERIZAÇÃO DOS LIXIVIADOS

2.1 – Introdução

Os lixiviados produzidos nos aterros de resíduos seriam, naturalmente, as soluções mais indicadas para se avaliar, em laboratório, o desempenho hidrogeoquímico dos solos a utilizar na construção das barreiras minerais. Todavia, na fase de projecto de um aterro de resíduos, existe quase sempre muito pouca, ou nenhuma, informação disponível sobre as características dos lixiviados que serão produzidos nestas infraestruturas. Nestes casos, as características dos lixiviados podem ser simuladas com base em métodos propostos na bibliografia. Nos casos em que são conhecidos os principais resíduos a depositar em aterro, a norma ASTM D 3987 descreve o procedimento para se obter, a partir da realização de ensaios de eluviação sobre os resíduos, um lixiviado que simule as principais características do lixiviado real. Segundo Zimmie et al. (1981), deviam-se utilizar nos estudos de avaliação do desempenho hidrogeoquímico dos solos, lixiviados preparados em laboratório com diferentes concentrações químicas.

Tendo por base a informação recolhida e o estado dos conhecimentos, decidiu-se preparar em laboratório um lixiviado ácido e outro neutro a ligeiramente alcalino, para avaliar o desempenho hidrogeoquímico dos solos finos portugueses. Para além destes dois lixiviados, ditos “*simulados*” ou “*sintéticos*”, foi igualmente utilizada, como solução de percolação, água desmineralizada.

A selecção destas três soluções teve por finalidade:

1. simular as características dos lixiviados ácidos produzidos, tipicamente, na fase jovem dos aterros, ou seja, na fase de exploração e nos primeiros anos da fase de pós-encerramento;
2. simular as características dos lixiviados neutros a alcalinos produzidos, tipicamente, na fase matura dos aterros, ou seja, após os primeiros anos da fase de pós-encerramento;
3. comparar os valores da condutividade hidráulica obtidos em provetes com as mesmas características, sendo que um foi percolado directamente com água desmineralizada (solução de referência) e o outro directamente com o lixiviado ácido;

4. avaliar a compatibilidade dos solos finos portugueses ao lixiviado ácido, com base na relação dos valores da condutividade hidráulica obtidos em provetes com as mesmas características, sendo que um foi percolado inicialmente com água desmineralizada e em seguida com o lixiviado ácido e o outro directamente com o lixiviado ácido;
5. estimar, em provetes com as mesmas características, a influência de se percolar um deles inicialmente com água desmineralizada e em seguida com o lixiviado ácido e o outro inicialmente com o lixiviado ácido e em seguida com o lixiviado neutro a ligeiramente alcalino, nos valores da condutividade hidráulica e no tempo de transporte advectivo dos poluentes;
6. estimar a influência do pH dos lixiviados ácido e neutro a ligeiramente alcalino no tempo de transporte advectivo e difusivo dos poluentes.

As principais razões que ditaram a utilização de lixiviados simulados em laboratório, e não de lixiviados reais, foram as seguintes:

1. garantir a manutenção das características dos lixiviados durante todo o período de realização do programa experimental (caso se tivesse optado pela utilização de lixiviados reais, os inconvenientes seriam, essencialmente, a necessidade de prever desde o início dos trabalhos a quantidade total de lixiviado a utilizar nos ensaios e de manter sob congelação os lixiviados até à sua utilização);
2. garantir a manutenção das características dos lixiviados no período de realização dos ensaios de advecção e difusão, quase sempre muito longos (a evolução da carga orgânica presente nos lixiviados reais seria responsável por alterações importantes nas características físico-químicas destes).

Seguidamente, apresentam-se a metodologia adoptada na selecção das espécies químicas inorgânicas e das suas concentrações, e o procedimento utilizado na preparação dos dois lixiviados.

2.2 – Inventário das características químicas dos lixiviados reais

Na fase da pré-selecção das espécies químicas e das suas concentrações para a preparação dos lixiviados simulados, procedeu-se à:

1. elaboração de uma base de dados das espécies químicas inorgânicas habitualmente presentes nos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos;
2. identificação das principais características químicas dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos.

A Figura 1 mostra a variação da concentração química de um lixiviado teórico em função do tempo e ilustra a evolução geralmente observada na maior parte dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos. A fase de exploração (F.E.) corresponde ao período compreendido entre o início da deposição dos resíduos no aterro e a sua cobertura final. Para uma F.E. inferior ou igual a cinco anos, o ponto B coincidiria com o ponto A. No final da fase de observação (F.O.) do pós-encerramento, ponto C, a concentração química do lixiviado é suficientemente fraca para não colocar em risco o meio ambiente envolvente. Observa-se, assim, que o potencial contaminante dos lixiviados reais é máximo no final da fase de exploração, que coincide com a colocação da cobertura final, e diminui em seguida de forma mais ou menos linear e contínua. A Tabela 1 identifica as características dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos que, habitualmente, apresentam as maiores diferenças entre as fases jovem e matura. A Tabela 2 compara os valores mínimos, médios e máximos de alguns parâmetros propostos por Ehrig (1989), Kruse et al. (1994; citado por

Gromadecki, 1995) e DOE (1995; citado por Williams, 1998), medidos em lixiviados reais durante as fases jovem e matura dos aterros de resíduos. A tabela faz a distinção entre os parâmetros cujos os valores são significativamente diferentes nas duas fases, dos parâmetros cujos os valores são de ordem de grandeza semelhante nas duas fases.

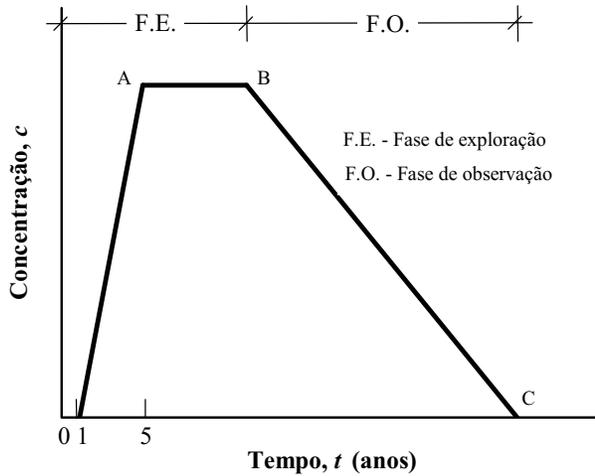


Figura 1 – Variação da concentração química de um lixiviado teórico em função do tempo (adaptado por Bagchi, 1994 a partir de Meyer, 1973 e Griffin et al., 1976).

Tabela 1 - Principais diferenças entre os lixiviados reais jovens e maduros (adaptado de Knox, 1985)

Lixiviado real jovem	Lixiviado real maduro
Concentrações elevadas de ácidos orgânicos voláteis	Concentrações muito fracas de ácidos orgânicos voláteis
pH ácido	pH neutro a alcalino
Odor desagradável intenso	DBO ₅ inferior a 200 mg/l
DBO ₅ elevado (muitas vezes superior a 20000 mg/l)	Várias centenas de mg/l de DCO
Proporção DBO ₅ /DCO elevada (superior a 0,4)	Proporção DBO ₅ /DCO fraca (inferior a 0,1)
Várias centenas de mg/l de amoníaco	Concentrações fracas de amoníaco
Várias centenas de mg/l de azoto orgânico	Concentrações fracas em metais
Concentrações elevadas de ferro, manganês, cálcio e magnésio	Concentrações elevadas em sais solúveis, por exemplo potássio, sódio e cloretos
Concentrações moderadamente elevadas de alguns metais pesados, por exemplo o zinco	
Concentrações elevadas de outras espécies químicas inorgânicas, por exemplo sódio, potássio e cloretos	

Tabela 2 - Principais diferenças entre as composições químicas dos lixiviados reais nas fases jovem e madura (segundo Ehrig, 1989; Kruse et al., 1994; citado por Gromadecki, 1995; DOE, 1995; citado por Williams, 1998)

Parâmetro	Unidade	Concentração na fase jovem			Concentração na fase madura								
		Ehrig (1989)		Kruse et al. (1994)		DOE (1995)		Ehrig (1989)		Kruse et al. (1994)		DOE (1995)	
		média	min.-máx.	média	min.-máx.	média	min.-máx.	média	min.-máx.	média	min.-máx.	média	min.-máx.
<i>Parâmetros com diferenças importantes entre as fases jovem e madura (segundo Ehrig, 1989)</i>													
pH	escala de Sorensen	6,1	4,5-7,5	7,4	6,2-7,8	6,73	5,12-7,8	8,0	7,5-9,0	7,6	7,0-8,3	7,52	6,8-8,2
Condutividade elétrica	µS/cm	—	—	—	—	16921	5800-32000	—	—	—	—	11502	5990-19300
DCO	mg/l	22000	6000-60000	7500	950-40000	36817	2740-152000	3000	500-4500	2500	460-8300	2307	622-8000
DBO ₅	mg/l	13000	4000-40000	6300	600-27000	18632	2000-68000	180	20-550	230	20-700	374	97-1770
DBO ₅ /DCO	—	0,59	—	0,84	—	0,51	—	0,06	—	0,09	—	0,16	—
Sulfatos	mg/l	500	70-1750	200	35-925	676	<5-1560	80	10-420	240	25-2500	67	<5-322
Magnésio	mg/l	470	50-1150	285	30-600	384	25-820	180	40-350	150	25-300	250	40-1580
Cálcio	mg/l	1200	10-2500	650	80-2300	2241	270-6240	60	20-600	200	50-1100	151	23-501
Mangansês	mg/l	2,5	0,3-65	11	1-32	32,94	1,4-164	0,7	0,03-45	2	0,3-12	0,46	0,04-3,59
Ferro	mg/l	780	20-2100	135	3-500	653,8	48,3-2300	15	3-280	25	4-125	27,4	1,6-160
Zinco	mg/l	5	0,1-120	2,2	0,1-16	17,37	0,09-140	0,6	0,03-4	0,6	0,1-3,5	1,14	0,03-6,7
Estrôncio	mg/l	7	0,5-15	—	—	—	—	1	0,3-7	—	—	—	—
<i>Parâmetros sem diferenças importantes entre as fases jovem e madura (segundo Ehrig, 1989)</i>													
N-total	mg/l	—	—	—	—	—	—	1250	50-5000	920	250-2000	—	—
Amônio	mg/l	—	—	—	—	922	194-3610	750	30-3000	740	17-1650	889	283-2040
Nitritos-N	mg/l	—	—	—	—	1,8	<0,2-18	3	0,1-50	—	—	0,86	0,2-2,1
Nitratos-N	mg/l	—	—	—	—	0,2	0,01-1,4	0,5	0-25	—	—	0,17	<0,01-1,3
Cloratos	mg/l	—	—	—	—	1805	659-4670	2100	100-5000	2150	315-12400	2074	570-4710
Sódio	mg/l	—	—	—	—	1371	474-2400	1350	50-4000	1150	1-6800	1480	474-3650
Potássio	mg/l	—	—	—	—	1143	350-3100	1100	10-2500	880	170-1750	854	100-1580
Crômio	mg/l	—	—	—	—	0,13	0,03-0,3	0,3	0,03-1,6	0,16	0,002-0,52	0,09	<0,03-0,56
Níquel	mg/l	—	—	—	—	0,42	<0,03-1,87	0,2	0,02-2,05	0,19	0,01-1	0,17	<0,03-0,6
Cobre	mg/l	—	—	—	—	0,13	0,02-1,1	0,08	0,004-1,4	0,09	0,005-0,56	0,17	<0,02-0,62
Arsênico	mg/l	—	—	—	—	0,02	<0,001-0,148	160	5-1600	25,5	5,3-110	0,034	<0,001-0,485
Cádmio	mg/l	—	—	—	—	0,02	<0,01-0,1	6	0,5-140	37,5	0,7-525	0,015	<0,01-0,08
Mercurio	mg/l	—	—	—	—	0,0004	<0,0001-0,0015	10	0,2-50	—	—	0,0002	<0,0001-0,0008
Chumbo	mg/l	—	—	—	—	0,28	<0,04-0,65	0,09	0,008-1,02	0,16	0,008-0,4	0,2	<0,04-1,9

A fim de seleccionar espécies químicas inorgânicas, e suas concentrações, representativas dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos, procedeu-se à elaboração de uma base de dados a partir das composições químicas de lixiviados reais publicadas na bibliografia. No período de recolha de dados, a lista incluiu os parâmetros seguintes: pH, condutividade eléctrica (CE), potencial redox (Eh), dureza, alcalinidade, sólidos dissolvidos totais (SDT), ácidos orgânicos voláteis (AOV), carbono orgânico total (COT), carência bioquímica de oxigénio aos 5, 7 e 20 dias (DBO₅, DBO₇, DBO₂₀), carência química de oxigénio (DCO), fenóis, amoníaco, azoto orgânico, nitritos, nitratos, ortofosfatos, sólidos suspensos totais (SST), brometos, cloretos, fluoretos, sulfatos, cianetos, prata, alumínio, boro, bário, bismuto, cálcio, cobalto, ferro, potássio, lítio, magnésio, manganês, sódio, silício, estanho, estrôncio, titânio, tálio, vanádio, arsénio, berílio, cádmio, crómio, cobre, mercúrio, níquel, chumbo, antimónio, selénio e zinco.

Na Tabela 3 apresentam-se apenas os elementos seleccionados para a preparação dos lixiviados em laboratório. Verifica-se, para o conjunto de resultados recolhidos na bibliografia, a ausência de dados sobre os brometos. As medidas de dispersão consideradas permitem observar que cada elemento pode variar entre valores extremos muito afastados. A mesma tabela compara os valores da base de dados construída com os mencionados por Clement et al. (1993) e com os valores máximos recomendados (VMR) e os valores máximos admissíveis (VMA) na água para consumo humano, segundo o Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto.

Tabela 3 - Características gerais dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos e limites de qualidade da água para o consumo humano recolhidos na bibliografia

Parâmetro	Unidade	Valores da base de dados					Composição de 105 lixiviados reais (segundo Clement et al., 1993)			Limites de qualidade da água para o consumo humano ^(*)	
		Total de dados	Concentração			Desvio padrão	Total de dados	Concentração		Concentração	
			média	mín.	máx.			mín.	máx.	máx. recomendado	máx. admissível
pH	escala de Sorensen	601	7	3,5	12,5	0,1	105	4,9	8,9	6,5-8,5	9,5
Condutividade eléctrica	µS/cm	252	8712	35	94000	1418	70	295	38000	400	—
Cloretos	mg/l	488	938	5,3	44000	505	79	7	8800	25	—
Brometos	mg/l	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Sulfatos	mg/l	241	278	0,01	6600	129	52	3	3239	25	250
Sódio	mg/l	246	951	12	9500	152	44	35	9500	20	150
Potássio	mg/l	243	567	3	3770	73	51	20	1600	10	12
Magnésio	mg/l	249	200	0,6	15600	23	57	0,6	526	30	50
Cálcio	mg/l	275	655	2	6240	68	57	50	3650	100	—
Amónio	mg/l	276	180	0,08	8000	260	76	0,9	2154	0,05	0,5
Cobre	mg/l	496	0,4	0,002	80	0,9	51	0,0	16	3	—
Zinco	mg/l	575	3,6	0,005	1000	3,1	63	0,0	326	5	—
Cádmio	mg/l	440	0,05	0,00006	17	0,1	—	—	—	—	0,005

(*) Segundo o Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto.

2.3 – Composição química dos lixiviados

Nas Tabelas 4 e 5 apresentam-se os sais seleccionados e as concentrações químicas respectivas (expressas em função da normalidade N) utilizados para a preparação dos lixiviados ácido e neutro a ligeiramente alcalino, respectivamente. O sal brometo de cobre CuBr₂ não faz parte da composição química do lixiviado neutro a ligeiramente alcalino devido à precipitação do cobre para o pH deste lixiviado.

Tabela 4 - Composição química do lixiviado ácido

Parâmetro	Unidade	Sais										Total (0,116N)	
		NH ₄ Cl (0,020N)	ZnBr ₂ (0,003N)	MgCl ₂ ·6H ₂ O (0,010N)	MgSO ₄ (0,004N)	CdBr ₂ ·4H ₂ O (0,001N)	CaCl ₂ ·2H ₂ O (0,025N)	NaOH (0,026N)	KOH (0,017N)	CuBr ₂ (0,010N)			
												Projectado	Medido
Cloretos	mg/l	689		846			1769					3304	2868-3920
Brometos	mg/l		244			142					251	637	nd
Sulfatos	mg/l				400							400	306-388
Sódio	mg/l							600				600	650-750
Potássio	mg/l								650			650	660-720
Magnésio	mg/l			290	101							391	420-523
Cálcio	mg/l						1000					1000	870-960
Amónio	mg/l	350										350	nd
Cobre	mg/l									100		100	88-101
Zinco	mg/l		100									100	145-162
Cádmio	mg/l					100						100	95-163
pH	esc. Sor.											4,6	4,60-4,67
Condutividade eléctrica	µS/cm											—	13350-14890
Potencial redox	mV											—	313-413

nd - Não determinado.

Tabela 5 - Composição química do lixiviado neutro a ligeiramente alcalino

Parâmetro	Unidade	Sais										Total (0,106N)	
		NH ₄ Cl (0,020N)	ZnBr ₂ (0,003N)	MgCl ₂ ·6H ₂ O (0,010N)	MgSO ₄ (0,004N)	CdBr ₂ ·4H ₂ O (0,001N)	CaCl ₂ ·2H ₂ O (0,025N)	NaOH (0,026N)	KOH (0,017N)				
												Projectado	Medido
Cloretos	mg/l	689		846			1769					3304	2840-3380
Brometos	mg/l		244			142						386	nd
Sulfatos	mg/l				400							400	360-434
Sódio	mg/l							600				600	660-680
Potássio	mg/l								650			650	660-690
Magnésio	mg/l			290	101							391	408-455
Cálcio	mg/l						1000					1000	890-950
Amónio	mg/l	350										350	nd
Zinco	mg/l		100									100	133-154
Cádmio	mg/l					100						100	94-162
pH	esc. Sor.											7,2	7,10-7,26
Condutividade eléctrica	µS/cm											—	13150-14580
Potencial redox	mV											—	233-256

nd - Não determinado.

Para além de as espécies químicas seleccionadas serem representativas das principais espécies químicas inorgânicas presentes nos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos, existiram motivos de interesse adicionais para a sua selecção. Assim, por exemplo, tendo em conta a classificação de Bagchi (1994) para a mobilidade dos poluentes nos solos, observa-se que as espécies químicas seleccionadas se distribuem em três grupos principais (Tabela 6). É de esperar, por isso, que os tempos de transporte por advecção e por difusão destas espécies também sejam diferentes.

Tabela 6 - Classificação das espécies químicas segundo a sua mobilidade nos solos (adaptado de Bagchi, 1994)

<i>Mobilidade elevada</i>	
Cloretos	
Brometos	
Sulfatos	
Cálcio ⁽¹⁾	
<i>Mobilidade moderada</i>	
Amónio	
Magnésio	
Potássio	
Cádmio	
<i>Mobilidade fraca a muito fraca</i>	
Sódio ⁽²⁾	
Cobre	
Zinco	

(1) No caso de o cálcio ser predominante no complexo de troca iónica do solo, pode ser eluviado.

(2) No caso do sódio estar presente no lixiviado em concentrações fracas a sua mobilidade pode ser elevada.

classifica o cádmio como espécie química tóxica e o cobre e zinco como espécies indesejáveis (o cobre e o zinco podem ser igualmente substâncias tóxicas se estiverem presentes em quantidades muito significativas). As concentrações destes metais pesados nas águas de superfície e subterrânea estão regulamentadas por critérios de qualidade muito exigentes. Ainda que a concentração do cádmio não seja muito elevada nos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos (conforme indica a Tabela 3, a concentração média obtida a partir de 440 lixiviados reais foi de 0,05 mg/l, ou seja, dez vezes maior do que o VMA na água para o consumo humano), a sua selecção justifica-se pelas duas razões seguintes: 1. é uma substância cuja toxicidade é elevada; 2. é um dos metais pesados tóxicos com maior mobilidade nos solos. O estudo da mobilidade relativa dos metais pesados é importante no quadro dos resíduos sólidos urbanos e indispensável ao nível dos resíduos industriais dado que estes produzem lixiviados com concentrações de metais pesados que podem variar entre 100 e 10000 mg/l (Phadungchewit, 1990).

Comparando os valores apresentados na Tabela 3 com os valores apresentados nas Tabelas 4 e 5, observa-se que as concentrações do cobre, zinco e cádmio nos lixiviados simulados são muito superiores aos valores médios apresentados na base de dados para os lixiviados reais. Esta diferença justifica-se pelo facto de os metais pesados serem em geral muito retardados pelos solos. A utilização de gradientes de concentração química baixa para estas espécies, por um lado, aumentaria excessivamente o tempo dos ensaios e, por outro, havia sempre o risco destes metais migrarem em concentrações muito baixas para serem detectáveis nas análises químicas.

2.4 – Procedimento utilizado na preparação dos lixiviados

Na preparação dos dois lixiviados simulados utilizaram-se produtos químicos de pureza elevada e água desmineralizada. A massa de cada sal foi obtida numa balança cuja precisão era

Os cloretos e os brometos são, segundo Davis et al. (1980), os traçadores mais frequentemente utilizados, quer pelo seu baixo custo, quer por não serem retardados nos solos. Na bibliografia consultada observou-se que os cloretos eram os traçadores habitualmente utilizados nos estudos geotécnicos sobre o transporte dos poluentes através dos solos. Por este facto e também porque o laboratório onde foram efectuadas as análises químicas não disponha dos meios técnicos necessários ao doseamento dos brometos, decidiu-se utilizar neste estudo como traçadores os cloretos. O Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto, que estabelece os limites de qualidade da água para o consumo humano,

de $\pm 0,001$ g. A água desmineralizada foi utilizada para as dissoluções e diluições dos sais, sendo obtida a partir da purificação da água da rede de abastecimento público a Lyon, em coluna de resina sintética. A condutividade eléctrica da água de abastecimento antes da permuta iónica e remoção dos iões pela coluna de resina sintética variava entre 400 e 500 $\mu\text{S}/\text{cm}$, enquanto que a da água desmineralizada utilizada era inferior ou igual a 1,5 $\mu\text{S}/\text{cm}$. A qualidade da água desmineralizada era controlada periodicamente e sempre que se procedia à preparação de um novo lote de um dos lixiviados.

Ao contrário do lixiviado ácido não foi utilizado, pela razão avançada na secção 2.3, o sal brometo de cobre na preparação do lixiviado neutro a ligeiramente alcalino.

A metodologia seguida permitiu a realização de vários lotes dos dois lixiviados ao longo do programa de ensaios sem que ocorresse nenhuma anomalia assinalável. Salienta-se, no entanto, que o procedimento utilizado na preparação dos lixiviados foi definido na sequência de várias tentativas preliminares, nas quais os principais problemas encontrados foram a libertação do amoníaco, identificada pelo forte odor e a formação de fortes precipitados químicos.

3 – AMOSTRAGEM DOS SOLOS

A metodologia adoptada na preparação do programa de selecção das formações argilosas para a recolha das amostras contemplou as etapas seguintes:

1. definição dos critérios de selecção;
2. recolha de informação;
3. síntese da informação recolhida, inventário das principais formações argilosas ocorrentes no país e identificação dos locais a amostrar;
4. amostragem.

3.1 – Critérios de selecção

Os critérios de selecção adoptados para a recolha das amostras, assim como a sua hierarquização, foram influenciados, por um lado, pela situação de referência da gestão dos resíduos no país à data de início do programa e, por outro, pelo estado dos conhecimentos técnicos e científicos adquiridos a nível nacional e internacional.

Os critérios de selecção utilizados, ordenados segundo o seu grau de importância, foram os seguintes:

- a. recolher solos argilosos potencialmente utilizáveis na construção de barreiras minerais com uma condutividade hidráulica inferior ou igual a 1×10^{-9} m/s;
- b. recolher solos argilosos que cobrissem uma vasta gama de características geotécnicas;
- c. amostrar barreiros com reservas importantes;
- d. amostrar as principais formações argilosas portuguesas;
- e. amostrar barreiros que representassem o único recurso numa vasta região.

3.2 – Recolha de informação

Esta fase de pré-selecção das formações argilosas potencialmente indicadas para a amostragem, apresentou um carácter essencialmente bibliográfico, pelo que constituíram uma importante fonte de informação os estudos já existentes. De entre a bibliografia consultada, salientam-se as notícias explicativas das folhas das Cartas Geológicas de Portugal na escala 1:50 000, bem como os trabalhos de Pereira (1970), Balacó Moreira (1974), Manuppella et al. (1976), Manuppella et al. (1977), Casal Moura e Grade (1983), Grade e Casal Moura (1985), Manuppella et al. (1985) e Pereira (1993).

Foram igualmente importantes, pelas informações que contêm sobre as características de um grande número de formações argilosas, os trabalhos seguintes: Lapa (1965), Galopim de Carvalho (1970) e Pereira (1992), que trataram da ocorrência da bentonite em Portugal; Martins de Carvalho e Conde (1970), que estudaram alguns barreiros da região de Várzeas (Monte Real, Leiria); Barbosa (1985), que apresentou o enquadramento geológico e estrutural das argilas de Aveiro-Vagos e a evolução granulométrica, mineralógica e química das unidades litoestratigráficas que compõem a coluna cretácica desta região; Gomes (1986), que referenciou os principais tipos de argila que ocorrem em Portugal; Grade e Casal Moura (1987), que trataram das argilas da região de Bragança; Moreira e Pedroso de Lima (1987), que avaliaram as reservas argilosas da zona de Palaçoulo (Miranda do Douro, Trás-os-Montes); C.T.C.V. (1992), que apresentaram as características dos materiais argilosos explorados na Quinta da Queijeira (Azambuja, Santarém)

Para completar as principais fontes de colheita de dados, faltam mencionar as importantes informações transmitidas por: José Balacó Moreira, Geólogo da Direcção Geral de Geologia e Minas; Silvério Prates, Professor do Departamento de Geologia da Universidade de Lisboa; e Luís Serrano, Investigador do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

3.3 – Identificação dos locais de amostragem

A selecção dos locais a amostrar foi efectuada em duas fases. Numa primeira etapa, inventariaram-se as principais formações argilosas portuguesas com base no tratamento da informação recolhida e seleccionaram-se os locais a amostrar considerando os critérios de selecção acima expostos. Numa segunda etapa, passou-se à amostragem dos locais previamente seleccionados. No campo verificou-se que não era possível amostrar a totalidade dos locais previamente identificados no gabinete por diferentes razões, nomeadamente: barreiros esgotados, reservas escassas ou interdição de amostragem pelos proprietários.

Como refere Gomes (1986), os depósitos de argilas mais importantes em Portugal ocorrem preferencialmente ao nível das formações sedimentares que vão do Secundário ao Quaternário, as quais bordejam, a Oeste e a Sul, os maciços antemesozóicos constituídos por rochas eruptivas e metamórficas. Os depósitos argilosos, do ponto de vista geológico, apresentam uma estrutura tabular ou lenticular, são de origem marinha, lagunar, lacustre ou fluvial e os mais importantes pertencem ao Jurássico superior, Cretácico superior, Miocénico, Pliocénico e Pleistocénico. Nos maciços antemesozóicos podem igualmente ocorrer, em locais diversos e dispersos, mais alguns depósitos argilosos. Estes depósitos, situados em regiões do interior do país sobre o soco ante-paleozóico, fazem parte de terraços aluvionares ou preenchem depressões tectónicas. Em alguns maciços de rochas eruptivas, do tipo mais ou menos básico, no Centro e Sul do país, também ocorrem extensas manchas de solos residuais com teores em argila (principalmente de montmorilonite) importantes. A mineralogia das argilas portuguesas é variada e complexa. A caulinite, ilite, montmorilonite, paligorskite e os inter-estratificados de ilite-montmorilonite e de clorite-montmorilonite podem fazer parte da mineralogia das argilas portuguesas.

As principais ocorrências das formações argilosas situam-se nas seguintes regiões administrativas do país:

- Minho: Vila Nova de Cerveira/Valença [reservas escassas], Alvarães [reservas consideradas como relativamente reduzidas] e Barcelos [não existe informação] (*terraços do Pleistocénico*); Vale do Cávado [reservas próximas do esgotamento] (*Plio-Pleistocénico*).
- Trás-os-Montes: Chaves (*zona de afundimento tectónico Plio-Pleistocénico*); Bragança (*depósitos de cobertura Paleogénicos e Plio-Pleistocénicos*); Mogadouro/Miranda do Douro e Macedo de Cavaleiros/Mirandela (*depósitos de*

cobertura do Terciário) [no total, das diferentes zonas, as reservas podem-se considerar como bastante importantes, face às necessidades da região].

- Beiras Interiores: Marofa [reservas estimadas como relativamente confortáveis], Arganil [reservas estimadas como relativamente razoáveis] e Castelo Branco [não existe informação] (*depósitos de cobertura Plio-Pleistocénicos*); Figueira de Castelo Rodrigo [reservas consideráveis] (*depósitos continentais fluviais Ceno-antropozóicos*).
- Beira Litoral: Aveiro/Ílhavo/Vagos [reservas consideráveis] (*topo da série monoclinial do Cretácico superior*); Figueira da Foz/Coimbra [não existe informação] (*Cretácico médio e inferior, Pliocénico e Quaternário*); Leiria e Alcobaça/Rio Maior, estas últimas relacionadas com o sinclinal de A-dos-Francos [reservas estimadas como muito avultadas] (*Jurássico superior: Kimmeridgiano-Portlandiano*).
- Ribatejo: Santarém/Benavente [reservas estimadas como muito avultadas] (*complexo Pliocénico, discordante sobre sedimentos Miocénicos*); Tomar [reservas consideráveis] (*Miocénico da Bacia Terciária do Tejo*).
- Estremadura: Torres Vedras/Bombarral, relacionadas com o sinclinal do Bombarral [reservas consideráveis] (*Jurássico superior: Portlandiano*); Sintra/Lisboa [reservas consideráveis, se bem que fortemente dependentes da expansão urbana] (*Miocénico: Burdigaliano-Aquitano superior*); Sesimbra [reservas consideráveis] (*Pliocénico*); Setúbal e Alcácer do Sal [reservas avultadas] (*Mio-Pliocénicas, ocorrendo, igualmente, no Cretácico inferior e no Jurássico superior*).
- Alentejo: Benavita [reservas estimadas em 5×10^6 t] (*alteração de rochas granodioríticas*); muito restrita na vizinhança de Portalegre [não existe informação] (*alteração de rochas ígneas*).
- Algarve: Aljezur (*Pliocénico*); Vila do Bispo (*Retiano-Hetangiano*); Lagos (*Carbónico e Retiano-Hetangiano*); Lagos (*Carbónico e Retino-Hetangiano*); Portimão (*Quaternário*); Algoz (*Cretácico: Neocomiano-Barremiano inferior e Aptiano-Cenomaniano médio*); Albufeira [reservas consideráveis] (*Quaternário*); Loulé [reservas consideráveis] (*Quaternário*); Faro (*Caloviano inferior*); Tavira (*Retiano-Hetangiano*); Vila Real de Santo António (*Quaternário*) [ainda que as reservas globais não estejam avaliadas em toda a região, existem algumas zonas que oferecem boas perspectivas, como em Albufeira e Loulé].

As principais ocorrências assinaladas nos parágrafos precedentes correspondem apenas a solos argilosos ditos “*argilas comuns*”, igualmente designados por “*barros vermelhos*”. Os caulinos e as argilas especiais refractárias (utilizadas na indústria da cerâmica branca e na indústria de refractários) não foram incluídos por se considerar altamente improvável a sua utilização na construção das barreiras minerais.

O resultado final do processo de selecção dos locais a amostrar é ilustrado na Figura 2 (a base é a Carta Geológica à escala 1:1 000 000, editada pelo Instituto Geológico e Mineiro) e completado na Tabela 7.

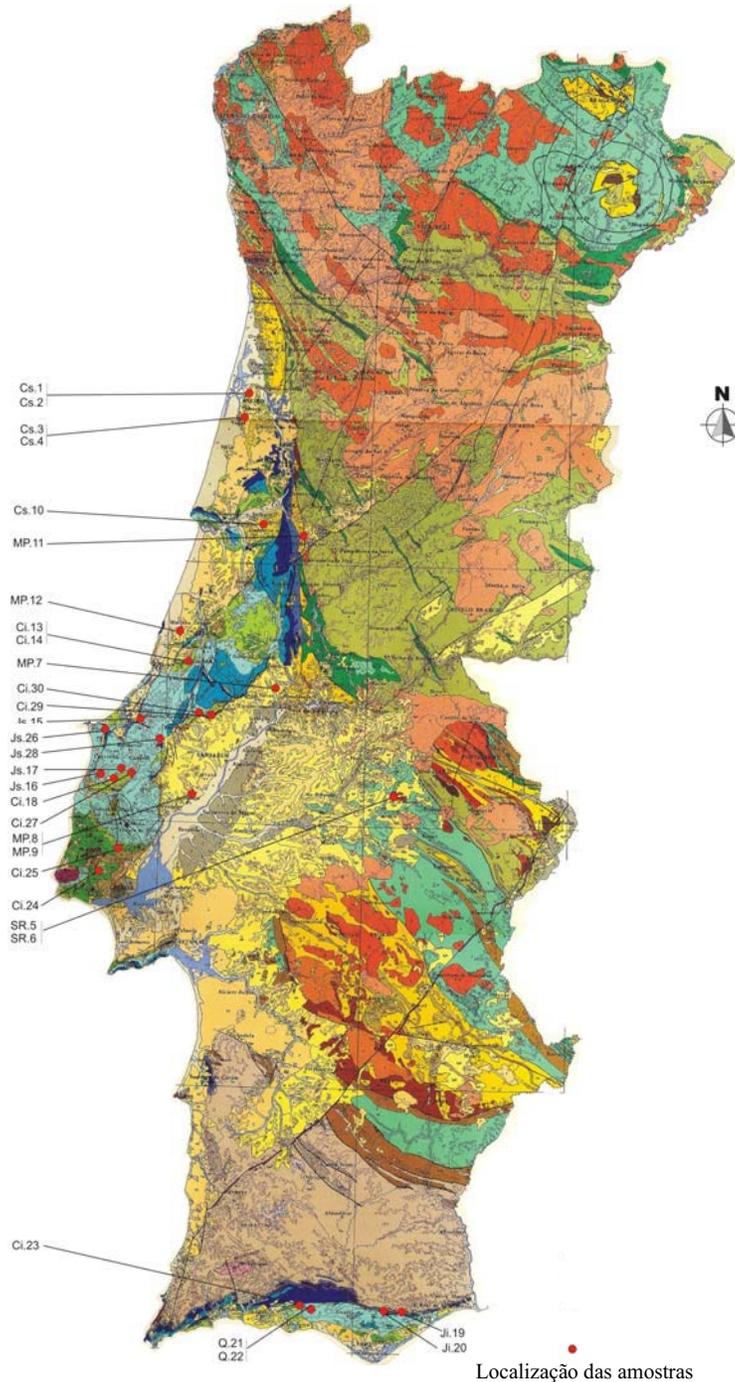


Figura 2 - Localização das trinta amostras recolhidas (extracto da Carta Geológica à escala 1:1000 000 do Instituto Geológico e Mineiro).

Tabela 7 - Elementos sobre a geocronologia e a distribuição geográfica das amostras

Amostra	Elementos sobre a geologia		Elementos sobre a geografia			
	Geocronologia	Carta geológica (1:50 000) ⁽¹⁾ Folha N.º	Distrito	Concelho	Local	Carta topográfica (1:25 000) ⁽²⁾ Folha N.º
Q.21	Quaternário, Q	NP	Faro	Albufeira	Pademe	596
Q.22	Quaternário, Q	NP	Faro	Albufeira	Pademe	596
MP.7	Mio-Pliocénico, MP	NP	Santarém	Tomar	Portela	320
MP.8	Mio-Pliocénico, MP	31-C (Coruche)	Lisboa	Azambuja	Quinta da Queijeira	377
MP.9	Mio-Pliocénico, MP	31-C (Coruche)	Lisboa	Azambuja	Quinta da Queijeira	377
MP.11	Mio-Pliocénico, MP	NP	Coimbra	Miranda do Corvo	Unicerâmica	251
MP.12	Mio-Pliocénico, MP	22-D (Marinha Grande)	Leiria	Marinha Grande	Marriangança	296
Cs.1	Cretácico sup., Cs	16-A (Aveiro)	Aveiro	Aveiro	Cerâmica J. Pereira Campos	185
Cs.2	Cretácico sup., Cs	16-A (Aveiro)	Aveiro	Aveiro	Forca	185
Cs.3	Cretácico sup., Cs	16-C (Vagos)	Aveiro	Oliveira do Bairro	Bustos	196
Cs.4	Cretácico sup., Cs	16-C (Vagos)	Aveiro	Oliveira do Bairro	Bustos	196
Cs.10	Cretácico sup., Cs	NP	Coimbra	Condeixa-a-Nova	Anobra	240
Ci.13	Cretácico inf., Ci	26-B (Alcobaça)	Leiria	Alcobaça	Carregueira	307
Ci.14	Cretácico inf., Ci	26-B (Alcobaça)	Leiria	Porto de Mós	Vale de água	308
Ci.18	Cretácico inf., Ci	30-B (Bombarral)	Lisboa	Torres Vedras	Quinta da Bugalheira-Ramalhal	362
Ci.23	Cretácico inf., Ci	NP	Faro	Silves	Vale de Pegas-Pademe	596
Ci.24	Cretácico inf., Ci	34-A (Sintra)	Lisboa	Sintra	Vale de Lobos	416
Ci.25	Cretácico inf., Ci	34-B (Loures)	Lisboa	Loures	Vale de São Gião	403
Ci.27	Cretácico inf., Ci	30-B (Bombarral)	Lisboa	Cadaval	Vilar	362
Ci.29	Cretácico inf., Ci	27-C (Torres Novas)	Santarém	Santarém	Abriã	328
Ci.30	Cretácico inf., Ci	27-C (Torres Novas)	Santarém	Santarém	Mosteiros	328
Js.15	Jurássico sup., Js	26-D (Caldas da Rainha)	Leiria	Caldas da Rainha	Lagoa Parreira	338
Js.16	Jurássico sup., Js	30-A (Lourinhã)	Lisboa	Torres Vedras	Outeiro do Seixo	361
Js.17	Jurássico sup., Js	30-B (Bombarral)	Lisboa	Cadaval	Outeiro da Cabeça	362
Js.26	Jurássico sup., Js	26-C (Peniche)	Leiria	Peniche	Serra d'el Rei	337
Js.28	Jurássico sup., Js	26-D (Caldas da Rainha)	Leiria	Caldas da Rainha	Bairradas	339
Ji.19	Jurássico inf., Ji	NP	Faro	Tavira	Santa Catarina da Fonte do Bispo	599
Ji.20	Jurássico inf., Ji	NP	Faro	Tavira	Santa Catarina da Fonte do Bispo	599
SR.5	Solo residual de rochas eruptivas, SR	NP	Portalegre	Avis	Benavila	382
SR.6	Solo residual de rochas eruptivas, SR	NP	Portalegre	Avis	Benavila	382

(1) Edição do Instituto Geológico e Mineiro. (2) Edição do Instituto Geográfico do Exército. NP - Não publicada.

3.4 – Recolha das amostras

Nas deslocações ao campo, que decorreram ao longo de dois meses, utilizaram-se as cartas topográficas dos Serviços Cartográficos do Exército, à escala 1:25 000. A marcação das formações argilosas previamente seleccionadas nestas cartas facilitou significativamente a localização dos locais a amostrar.

Sempre que possível, privilegiou-se a recolha de amostras na frente de barreiros em exploração. Estes barreiros constituíam, na sua maior parte, a fonte de abastecimento das unidades cerâmicas em actividade em cada região. As vantagens deste procedimento são várias, nomeadamente: a. facilidade de acesso à frente do barreiro; b. meios mecânicos mínimos para a recolha das amostras; c. exposição do maciço em cortes geológicos atingindo, por vezes, vários metros de altura; e d. superfícies para a amostragem recentes. Nos casos em que, na região a amostrar, não existiam barreiros em exploração, a amostragem foi efectuada em barreiros temporariamente inactivos (caso das amostras MP.8 e MP.9, por exemplo), em barreiros abandonados (caso das amostras Cs.1 e Ci.24, por exemplo) ou em taludes, designadamente de vias rodoviárias, (caso das amostras SR.5 e SR.6).

Em cada local seleccionado, procedeu-se à recolha de amostras remexidas e intactas. Na colheita das amostras adoptou-se o procedimento descrito na especificação LNEC E 218 “*Prospecção geotécnica dos terrenos – Colheita de amostras*”.

A fim de melhorar a qualidade da amostragem, a frente do barreiro ou a superfície do talude foram sempre previamente limpas, retirando a camada de solo exposto numa profundidade de cerca de 20 cm. As amostras remexidas foram recolhidas com pá, picareta e enxada. Por cada amostra foi recolhida uma massa de solo compreendida entre 50 e 75 kg, convenientemente acondicionadas em sacos. As amostras intactas foram recolhidas com um amostrador biselado numa das extremidades, cujo interior era previamente untado com vaselina. O diâmetro interno do amostrador era de 96 mm, a espessura das paredes de 2 mm e a altura de 150 mm. Um prolongamento amovível e adaptável à extremidade não biselada do amostrador foi utilizado durante a fase de cravação com um pilão. O prolongamento amovível foi concebido para que houvesse um pouco de folga no seu interior de forma a evitar a danificação da amostra. Ainda que a cravação tenha sido sempre efectuada com as maiores precauções, por vezes foi necessário reiniciar a colheita por danificação da amostra. Em cada local foram recolhidas 2 a 3 amostras intactas. Para obter a melhor vedação possível do amostrador, foi colocada uma fita adesiva em torno das tampas nos topos. No laboratório, os amostradores eram parafinados e em seguida armazenados em câmara húmida.

4 – PROPRIEDADES DOS SOLOS

4.1 – Composição mineralógica

No âmbito deste trabalho, revestia-se de uma grande importância o conhecimento da composição mineralógica dos solos para a compreensão da mobilidade dos poluentes. É conhecida, com efeito, a influência das características mineralógicas dos solos em propriedades como: a condutividade hidráulica, a capacidade de troca iónica, a superfície específica, a expansibilidade, a capacidade tampão, a plasticidade, a compatibilidade aos lixiviados, entre outras.

A composição mineralógica da fracção total dos solos amostrados foi obtida por difractometria de raios X (DRX). A análise termogravimétrica (TG) foi igualmente utilizada como técnica complementar da análise mineralógica por DRX.

Atendendo a que a análise mineralógica realizada nesta fase do estudo tinha por objectivo, não somente a caracterização geotécnica dos solos amostrados, mas igualmente a selecção de amostras representativas da população recolhida, considerou-se que seria amplamente

satisfatório proceder à interpretação qualitativa dos registos difractométricos de raios X ou difractogramas obtidos sobre a fracção total das amostras.

A Tabela 8 mostra as espécies mineralógicas identificadas e a avaliação qualitativa da proporção de cada mineral na fracção total das amostras. A notação utilizada traduz de maneira aproximada as proporções dos diferentes compostos cristalinos identificados. O significado da notação utilizada é o seguinte:

- ++++ - Proporção muito elevada (mineral predominante);
- +++ - Proporção relativamente elevada;
- ++ - Proporção média;
- + - Proporção fraca;
- vtg - Proporção muito fraca ou vestígios;
- ? - Dúvidas na presença;
- nd - Não detectado.

Os minerais cuja identificação foi confirmada a partir dos registos termogravimétricos foram devidamente referenciados na Tabela 8.

Comparando a mineralogia global das trinta amostras, observa-se que o quartzo é o mineral presente em percentagem mais elevada em todas as amostras, excepto em Cs.3 e SR.6, onde o teor em montmorilonite é mais elevado, e em Js.17, onde o teor em quartzo é igual ao teor em caulinite. Os feldspatos também foram identificados em todas as amostras, mas o seu teor relativo é muito inferior ao do quartzo, excepto em SR.6. Relativamente aos minerais do grupo dos filossilicatos é de salientar a presença da montmorilonite em cerca de cinquenta por cento das amostras. De entre estas, observa-se que a proporção é relativamente elevada a média em seis amostras: MP.8, MP.9, MP.11, Cs.3, SR.5 e SR.6, e fraca a muito fraca em onze: MP.12, Cs.1, Cs.2, Cs.4, Cs.10, Ci.13, Ci.14, Ci.23, Ci.29, Js.16 e Js.17. As amostras sem montmorilonite são as seguintes: Q.21, Q.22, MP.7, Ci.18, Ci.24, Ci.25, Ci.27, Ci.30, Js.15, Js.26, Js.28, Ji.19 e Ji.20.

4.2 – Propriedades índice. Classificação dos solos

Os ensaios de identificação, análise granulométrica e limites de Atterberg, foram efectuados em todos os solos amostrados. Com base nos resultados obtidos classificaram-se os solos, tendo em conta as classificações triangular (especificação LNEC E 219) e unificada (ASTM D 2487).

4.2.1 – Composição granulométrica

A composição granulométrica das amostras foi determinada de acordo com os procedimentos descritos na norma ASTM D 422. As principais características granulométricas das amostras estão resumidas na Tabela 9.

Uma característica comum a todas as amostras reside na passagem de uma percentagem de material superior ou igual a 50% através do peneiro N.º 200 (diâmetro das partículas inferior ou igual a 0,075 mm). De acordo com a norma ASTM D 2487, todos pertencem à classe dos solos finos. A percentagem da fracção fina (diâmetro das partículas inferior ou igual a 0,075 mm) situa-se entre 50% (SR.5) e 100% (MP.11, Cs.3 e Cs.4):

1. em 15 solos (50% da população recolhida) a percentagem de elementos finos é superior a 90%;
2. em 9 solos (30% da população recolhida) a percentagem de elementos finos situa-se entre 75 e 90%;

Tabela 8 - Composição mineralógica da fração total das amostras (interpretação qualitativa dos difratogramas)

Amostra	Minerais																	
	Qz	Feldsp.	Clorite	Caulinite	Falcoisite	Moscovite	Ilite	Montrn.	Anfibola	Pirite	Goetite	Hematite	Magnetite	Pirox.	Calcite	Dolomite	Anidrite	Ml
Q.21	+++(+)	vig	?	+(+)	?	+	?	nd	nd	?	+	vig	?	nd	nd	nd	vig	nd
Q.22	+++(+)	vig	+	+	?	+	+(?)	nd	nd	nd	+	vig	?	nd	nd	nd	nd	nd
MP.7	+++	+	nd	?	+(?)	+(+)	nd	nd	vig(?)	+	nd	vig	nd	nd	nd	nd	nd	nd
MP.8	+++	+	vig	+	nd	+(+)	?	++	nd	nd	vig	vig	vig	nd	nd	nd	nd	nd
MP.9	+++	+	?	+	?	+(+)	?	++	nd	nd	vig	vig	vig	nd	?	?	nd	nd
MP.11	+++	+	vig	+	?	++	vig(?)	++	vig(+)	nd	vig	vig	vig	nd	nd	nd	nd	nd
MP.12	++	+	nd	?	+	+	nd	+ ⁽¹⁾	nd	?	vig	vig	vig	nd	+	nd	nd	nd
Cs.1	++	vig	nd	?	+	nd	+(+)	+	nd	nd	nd	nd	vig	nd	nd	nd	nd	nd
Cs.2	+++	+(+)	nd	?	+	vig	?	+	nd	nd	nd	nd	nd	vig	nd	nd	nd	nd
Cs.3	++	vig	nd	+	+	?	+(?)	++	nd	nd	nd	nd	?	?	nd	nd	nd	nd
Cs.4	+++	+(+)	nd	?	+	+	nd	+ ⁽¹⁾	nd	nd	nd	nd	nd	vig(?)	nd	nd	nd	nd
Cs.10	+++(+)	+	nd	++	nd	+	nd	+ ⁽¹⁾	nd	nd	?	vig	?	nd	nd	nd	nd	nd
Cl.13	+++	vig	nd	++	nd	+(+)	nd	+ ⁽¹⁾	nd	nd	+	+	+	nd	nd	nd	nd	?
Cl.14	+++	+	vig(?)	+(+)	vig(?)	+	nd	+ ⁽¹⁾	nd	nd	vig	vig	vig	nd	nd	nd	nd	?
Cl.18	+++	+	nd	++	vig	++	?	nd	nd	vig	+	+	+	nd	vig	?	nd	nd
Cl.23	++++	vig	nd	?	+(?)	+	nd	+	nd	nd	+	?	?	nd	nd	nd	nd	?
Cl.24	+++(+)	+	vig	++(+)	nd	++	nd	nd	nd	nd	+	?	?	nd	nd	nd	nd	nd
Cl.25	+++	+(+)	nd	++(+)	nd	+(+)	vig(?)	nd	nd	?	+	vig	vig	nd	vig	vig	nd	nd
Cl.27	+++	+(+)	nd	++(+)	nd	++	vig	nd	nd	?	vig	vig	vig	nd	nd	?	nd	nd
Cl.29	+++	vig	?	++	nd	+(+)	nd	+ ⁽¹⁾	nd	nd	nd	?	?	nd	vig	nd	nd	nd
Cl.30	+++	+	nd	++ ⁽²⁾	nd	+(+)	vig	nd	nd	?	+	vig	vig	nd	vig	nd	nd	nd
Js.15	+++	+(+)	nd	++	+(?)	++	nd	nd	nd	vig(?)	vig(+)	vig(+)	vig(+)	nd	nd	nd	nd	nd
Js.16	+++	++	vig	++ ⁽²⁾	nd	+(+)	?	vig ⁽¹⁾	nd	nd	nd	vig	nd	vig(?)	vig	vig	nd	nd
Js.17	++	vig(+)	nd	++	?	+(+)	nd	+ ⁽¹⁾	nd	+	+	+	+	nd	nd	nd	nd	?
Js.26	++	vig	++	+	nd	+(+)	nd	nd	nd	?	vig	+	?	nd	vig	++	nd	nd
Js.28	+++	+	?	++(+)	nd	++	vig	nd	nd	nd	vig	vig	vig	nd	vig	nd	nd	nd
Ji.19	++(+)	vig	?	?	+(?)	+	++	nd	nd	vig	nd	+	+	?	?	?	nd	nd
Ji.20	++(+)	vig	nd	vig(?)	+(?)	+	++	nd	nd	vig	nd	+	+	?	?	+ ⁽¹⁾	nd	nd
SR.5	+++	++(+)	vig	+	nd	+	nd	++	+(+)	nd	nd	vig	nd	nd	vig	?	nd	nd
SR.6	vig	++ ⁽³⁾	++	+	nd	vig	nd	+++	+	nd	vig	vig	?	nd	++	vig	nd	nd

++++ - Proporção muito elevada (mineral predominante); +++ - Proporção relativamente elevada; ++ - Proporção média; + - Proporção fraca; vig - Proporção muito fraca ou traços; ? - Dúvidas sobre a presença; nd - Não detectado.
 (1) A presença foi confirmada por análise termogravimétrica. (2) Do tipo bem cristalizado. (3) Essencialmente abite. (4) Interstratificação regular, provavelmente do tipo mica trioctáedrica/vermiculite (10Å/14Å) - hidrobiotite. MI - Minerais interstratificados.

- em 6 solos, (20% da população recolhida) a percentagem de elementos finos é superior a 50% e inferior a 75%.

Para além destas características, saliente-se igualmente que:

- nas 30 amostras, todo o material passa através do peneiro N.º 10 (diâmetro das partículas inferior a 2 mm);
- em 25 amostras (83% da população recolhida), a fracção siltosa (diâmetro das partículas entre 0,002 e 0,075 mm) é predominante.

O conjunto das curvas granulométricas mostram que, em geral, a granulometria dos solos amostrados é extensa e a variabilidade apreciável. Não se apresentam os valores dos coeficientes de uniformidade C_u e de curvatura C_c por se tratarem de parâmetros que apenas se calculam para caracterizar a graduação e a curvatura, respectivamente, de curvas granulométricas de solos com percentagem de material passando no peneiro N.º 200 inferior a cerca de 12% (Bowles, 1984).

4.2.2 – Limites de Atterberg

Os métodos de determinação dos limites de liquidez w_L e de plasticidade w_P seguiram as indicações apresentadas na norma ASTM D 4318 e do limite de retracção w_S os procedimentos indicados na norma ASTM D 427. Contudo, foram introduzidas alterações, ainda que pontuais, aos procedimentos descritos nestas normas. Assim, cada uma das trinta amostras foi humidificada com água desmineralizada, tal como estipulam as normas, mas no lugar de um período de humidificação de 16 horas, permitiu-se um tempo de humidificação mínimo de 24 horas, em acordo com as conclusões do estudo de Armstrong e Petry (1986). A diversidade granulométrica e mineralógica das amostras justifica este prolongamento do tempo de humidificação de modo a assegurar, em todas as amostras, a uniformização do teor em água na massa do solo a ensaiar.

Os valores dos limites de Atterberg e dos índices de plasticidade I_P ($I_P = w_L - w_P$) e de retracção I_R ($I_R = w_L - w_R$) das trinta amostras ensaiadas são apresentados na Tabela 10. Os

Tabela 9 - Composição granulométrica

Amostra	Areia ⁽¹⁾ (%)	Silte ⁽²⁾ (%)	Argila ⁽³⁾ (%)	Finos ⁽⁴⁾ (%)
Q.21	21	53	26	79
Q.22	6	56	38	94
MP.7	8	57	35	92
MP.8	2	71	27	98
MP.9	25	54	21	75
MP.11	0	74	26	100
MP.12	5	41	54	95
Cs.1	33	47	20	67
Cs.2	15	59	26	85
Cs.3	0	47	53	100
Cs.4	0	56	44	100
Cs.10	32	49	19	68
Ci.13	5	58	37	95
Ci.14	4	50	46	96
Ci.18	13	64	23	87
Ci.23	9	63	28	91
Ci.24	3	76	21	97
Ci.25	15	67	18	85
Ci.27	12	75	13	88
Ci.29	1	55	44	99
Ci.30	13	61	26	87
Js.15	8	65	27	92
Js.16	23	62	15	77
Js.17	2	47	51	98
Js.26	1	78	21	99
Js.28	22	66	12	78
Ji.19	46	41	13	54
Ji.20	45	50	5	55
SR.5	50	32	18	50
SR.6	38	57	5	62

(1) $75 \text{ mm} < \phi \leq 4,75 \text{ mm}$. (2) $2 \text{ mm} < \phi \leq 75 \text{ }\mu\text{m}$.

(3) $\phi \leq 2 \text{ }\mu\text{m}$. (4) $\phi \leq 75 \text{ }\mu\text{m}$.

parâmetros estudados para caracterizar a plasticidade das amostras estão compreendidos entre os valores mínimos e máximos seguintes:

- o limite de liquidez w_L varia entre 22,5% (Ji.20) e 59,0% (Ci.29);
- o limite de plasticidade w_P varia entre 15,5% (Ci.24) e 38,3% (SR.6);
- o índice de plasticidade I_P varia entre 4,7% (Ji.20) e 32,3% (Ci.29);
- o limite de retração w_S varia entre 11,8% (Ci.14) e 23,0% (SR.6);
- o índice de retração I_R varia entre 10,3% (Ji.20) e 44,5% (Ci.29).

Tabela 10 - Limites de Atterberg

Amostra	Limite de liquidez, w_L (%)	Limite de plasticidade, w_P (%)	Índice de plasticidade, I_P (%)	Limite de retração, w_S (%)	Índice de retração, I_R (%)
Q.21	31,3	16,3	15,0	12,3	19,0
Q.22	49,0	23,3	25,7	16,2	32,8
MP.7	35,7	19,9	15,8	13,6	22,1
MP.8	39,3	21,2	18,1	15,4	23,9
MP.9	39,6	21,9	17,7	13,8	25,8
MP.11	45,5	24,4	21,1	18,5	27,0
MP.12	55,0	29,5	25,5	14,7	40,3
Cs.1	45,0	32,1	12,9	22,6	22,4
Cs.2	35,4	20,6	14,8	16,4	19,0
Cs.3	51,2	31,1	20,1	12,9	38,3
Cs.4	44,7	27,1	17,6	14,6	30,1
Cs.10	39,0	21,2	17,8	14,5	24,5
Ci.13	41,0	19,4	21,6	12,3	28,7
Ci.14	49,5	24,2	25,3	11,8	37,7
Ci.18	33,0	21,3	11,7	12,4	20,6
Ci.23	37,2	21,7	15,5	12,6	24,6
Ci.24	26,7	15,5	11,2	14,0	12,7
Ci.25	29,6	16,1	13,5	12,4	17,2
Ci.27	31,9	20,4	11,5	17,6	14,3
Ci.29	59,0	26,7	32,3	14,5	44,5
Ci.30	35,0	22,7	12,3	15,1	19,9
Js.15	35,0	20,6	14,4	13,7	21,3
Js.16	44,3	22,7	21,6	14,9	29,4
Js.17	48,8	30,2	18,6	15,2	33,6
Js.26	39,4	26,9	12,5	19,2	20,2
Js.28	25,7	17,1	8,6	12,7	13,0
Ji.19	24,7	18,2	6,5	12,6	12,1
Ji.20	22,5	17,8	4,7	12,2	10,3
SR.5	47,7	37,2	10,5	21,8	25,9
SR.6	51,1	38,3	12,8	23,0	28,1

4.2.3 – Classificação dos solos

A Figura 3 ilustra a distribuição das amostras no diagrama triangular da especificação LNEC E 219 e a Tabela 11 apresenta a classificação textural das mesmas. Observa-se que 85% da população amostrada se reparte da forma seguinte:

- 11 amostras são do tipo silte argiloso;

- b. 8 amostras são do tipo silte arenoso;
- c. 6 amostras são do tipo argila siltosa.

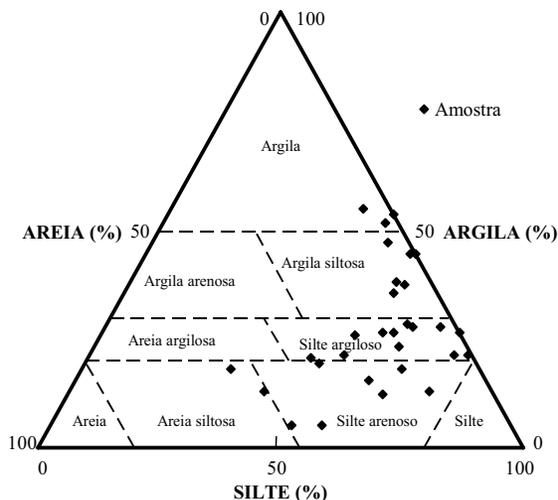


Figura 3 – Classificação dos solos amostrados segundo a especificação LNEC E 219.

A Figura 4 ilustra a distribuição do par de valores (w_L , I_p) para as amostras no diagrama de Casagrande, indicando que os solos finos recolhidos cobrem uma vasta gama de características geotécnicas. A classificação dos solos baseada na Classificação Unificada é igualmente apresentada na Tabela 11. Os solos amostrados são predominantemente do tipo CL (19 amostras). O segundo grupo mais representado é constituído pelas amostras do tipo ML (5 amostras). Os solos do tipo CL e ML representam 80% do conjunto. As amostras restantes distribuem-se da maneira seguinte: 3 amostras do tipo MH, 2 do tipo CL-ML e 1 do tipo CH.

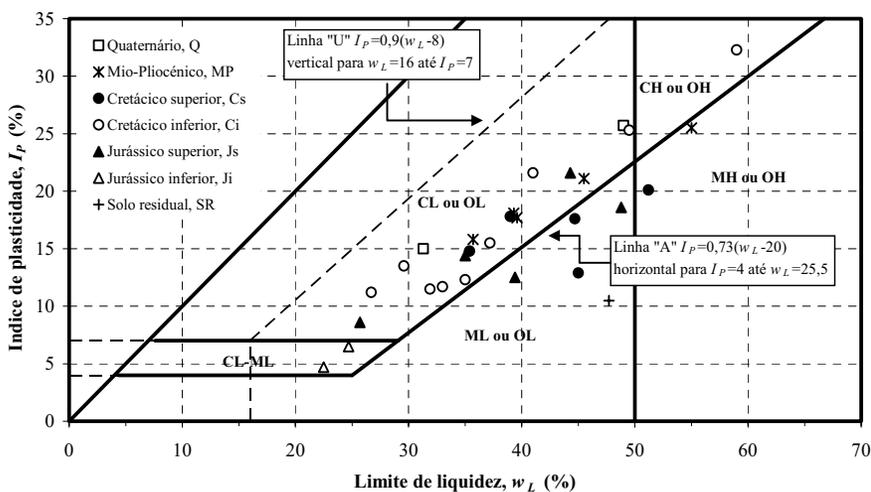


Figura 4 – Distribuição das amostras no diagrama de Casagrande.

De acordo com a classificação de Skempton, os solos são pouco activos quando o coeficiente de actividade A_c é inferior a 0,75, normais quando é superior a 0,75 e inferior a 1,25 e activos quando é superior a 1,25. Tendo presente esta classificação, conclui-se que:

- 22 solos (73%) são pouco activos;
- 6 solos (MP.9, MP.11, Cs.10, Ci.25, Ci.27 e Js.20) apresentam actividade normal;
- 2 solos (Js.16 e SR.6) são activos.

Tabela 11 - Classificação das amostras

Amostra	Classificação	
	Textural (LNEC E 219)	Unificada (ASTM D 2487)
		Símbolo Designação
Q.21	Silte argiloso	CL Argila magra com areia
Q.22	Argila siltosa	CL Argila magra
MP.7	Argila siltosa	CL Argila magra
MP.8	Silte argiloso	CL Argila magra
MP.9	Silte argiloso	CL Argila magra com areia
MP.11	Silte argiloso	CL Argila magra
MP.12	Argila	MH Silte elástico
Cs.1	Silte arenoso	ML Silte arenoso
Cs.2	Silte argiloso	CL Argila magra com areia
Cs.3	Argila	MH Silte elástico
Cs.4	Argila siltosa	ML Silte arenoso
Cs.10	Silte arenoso	CL Argila silto-arenosa
Ci.13	Argila siltosa	CL Argila magra
Ci.14	Argila siltosa	CL Argila magra
Ci.18	Silte argiloso	CL Argila magra
Ci.23	Silte argiloso	CL Argila magra
Ci.24	Silte argiloso	CL Argila magra
Ci.25	Silte arenoso	CL Argila magra com areia
Ci.27	Silte arenoso	CL Argila magra
Ci.29	Argila siltosa	CH Argila magra
Ci.30	Silte argiloso	CL Argila gorda
Js.15	Silte argiloso	CL Argila magra
Js.16	Silte arenoso	CL Argila magra com areia
Js.17	Argila	ML Silte
Js.26	Silte argiloso	ML Silte
Js.28	Silte arenoso	CL Argila magra com areia
Ji.19	Areia siltosa	CL-ML Argila silto-arenosa
Ji.20	Silte arenoso	CL-ML Argila silto-arenosa
SR.5	Areia siltosa	ML Silte arenoso
SR.6	Silte arenoso	MH Silte elástico arenoso

4.3 – Densidade das partículas

A densidade das partículas G_s foi determinada a partir do procedimento descrito na norma portuguesa NP-83.

O valor da densidade das partículas das trinta amostras é dado na Tabela 12, indicando que:

- a densidade das partículas é maior do que 2,65 em todas as amostras;
- em cerca de 80% das amostras (25 amostras), a densidade varia entre 2,71 e 2,80 e, em cerca de 55% (17 amostras), foi de $2,75 \pm 0,03$;
- a presença dos minerais magnetite e hematite é responsável por uma maior densidade das partículas nas amostras Ci.13, Ci.18, Ji.19 e Ji.20;
- a densidade das partículas indica que a percentagem de matéria orgânica nas amostras será muito fraca.

Tabela 12 - Densidade das partículas

Parâmetro	Amostra														
	Q.21	Q.22	MP.7	MP.8	MP.9	MP.11	MP.12	Cs.1	Cs.2	Cs.3	Cs.4	Cs.10	Ci.13	Ci.14	Ci.18
G_s	2,72	2,79	2,74	2,77	2,73	2,79	2,78	2,80	2,74	2,80	2,76	2,72	2,82	2,74	2,81
	Ci.23	Ci.24	Ci.25	Ci.27	Ci.29	Ci.30	Js.15	Js.16	Js.17	Js.26	Js.28	Ji.19	Ji.20	SR.5	SR.6
G_s	2,76	2,71	2,75	2,74	2,73	2,76	2,78	2,77	2,79	2,80	2,73	2,84	2,85	2,66	2,80

4.4 – Compactação

O método seguido na realização dos ensaios de compactação foi o da norma ASTM D 698. A norma prevê três processos alternativos para a realização dos ensaios, sendo a selecção do mais indicado efectuada com base na composição granulométrica do material. Dada a granulometria dos solos recolhidos, utilizou-se sempre o procedimento A, aplicável quando 20%, ou menos, do material é retido no peneiro N.º 4 (4,75 mm).

Ainda que a norma ASTM D 698 considere suficiente um período de humificação de 16 horas para garantir a uniformização do teor em água nos solos argilosos, pelas razões já mencionadas oportunamente na secção 4.2.2 decidiu-se que as amostras seriam armazenadas em sacos de plástico duplos durante um período mínimo de 48 horas. Em todas as amostras prepararam-se pelo menos cinco provetes.

Na compactação dos provetes empregaram-se meios mecânicos em substituição dos meios manuais tradicionais, de forma a se eliminar a aleatoriedade desta variável no processo de execução dos provetes.

A Tabela 13 mostra o teor óptimo em água e o peso volúmico aparente seco máximo das amostras. O peso volúmico aparente seco máximo varia entre 14,0 e 19,7 kN/m³ e o teor óptimo em água entre 9,8 e 29,7%. Como era de esperar, verifica-se que os solos com limite de liquidez mais baixo (22,5 a 31,9%) apresentam um teor óptimo em água mais baixo (9,8 a 14%) e um peso volúmico aparente seco máximo mais elevado (18,4 a 19,7 kN/m³). Contrariamente, os solos com limite de liquidez mais elevado (44,3 a 59,0%) apresentam um teor óptimo em água mais elevado (15,4 a 29,7%) e um peso volúmico aparente seco máximo mais baixo (14,0 a 18,1 kN/m³). Johnson et al. (1990) observaram uma relação idêntica entre o limite de liquidez, o peso volúmico aparente seco máximo e o teor óptimo em água. Os seus resultados indicaram que o peso volúmico aparente seco máximo e o teor óptimo em água eram particularmente influenciados pela proporção da fracção argilosa e pela natureza e teor relativo dos minerais argilosos.

Tabela 13 - Peso volúmico aparente seco máximo e teor óptimo em água

Parâmetro	Amostra															
	Q.21	Q.22	MP.7	MP.8	MP.9	MP.11	MP.12	Cs.1	Cs.2	Cs.3	Cs.4	Cs.10	Ci.13	Ci.14	Ci.18	
γ_{dmax} (kN/m ³)	19,1	18,1	17,7	16,9	17,5	16,4	15,9	14,6	15,9	15,3	14,4	18,3	18,4	16,2	18,5	
w_{opt} (%)	12,1	15,4	15,5	17,8	15,0	19,1	23,8	29,1	20,4	25,4	27,0	13,0	15,1	18,8	14,8	
	Ci.23	Ci.24	Ci.25	Ci.27	Ci.29	Ci.30	Js.15	Js.16	Js.17	Js.26	Js.28	Ji.19	Ji.20	SR.5	SR.6	
γ_{dmax} (kN/m ³)	17,6	18,4	19,2	19,1	16,8	18,1	18,4	17,1	17,6	18,3	19,7	19,4	19,3	15,5	14,0	
w_{opt} (%)	15,9	12,5	12,0	10,2	18,4	14,4	13,5	17,6	17,6	15,6	9,8	14,0	12,9	20,8	29,7	

4.5 – Expansibilidade livre

Na realização dos ensaios de expansibilidade livre seguiram-se os princípios desenvolvidos por Holtz e Gibbs (1956), ainda que com algumas modificações.

O procedimento de Holtz e Gibbs (1956) recomenda as principais operações seguintes:

1. secagem do solo na estufa durante 24 horas a ± 105 °C;
2. desagregação do solo e crivação no peneiro N.º 40 (diâmetro das partículas inferior ou igual a 0,425 mm);
3. adição de 10 cm³ do solo passado no peneiro N.º 40 numa proveta graduada de capacidade igual a 100 cm³;
4. adição de 100 cm³ de água à proveta graduada, acompanhada por agitação manual através de uma vareta de vidro durante aproximadamente três minutos, a fim de homogeneizar a mistura solo/água e colocar o solo em suspensão;
5. leitura do volume final do solo após 24 horas.

As duas principais alterações introduzidas ao procedimento de Holtz e Gibbs (1956) foram as seguintes:

1. Volume do solo

Holtz e Gibbs (1956) especificaram a utilização de um volume constante de 10 cm³ de solo, porém, neste trabalho decidiu-se que seria a massa do solo a manter-se constante. Este critério julga-se mais indicado dada a variação observada na granulometria e na densidade das partículas de amostra para amostra. De facto, todas as outras condições iguais, num solo bem graduado o arranjo das partículas é mais denso do que num solo mal graduado. De igual modo, num mesmo volume, é tanto maior a massa do solo quanto maior for a densidade das suas partículas. Assim, para que fosse utilizada em todos os ensaios a mesma massa de solo, adoptou-se o procedimento seguinte: 1. adição de 10 cm³ de uma toma de uma amostra seleccionada aleatoriamente à proveta graduada, acompanhada de uma ligeira vibração manual do conjunto; 2. pesagem da toma correspondente ao volume de 10 cm³; 3. a massa obtida foi utilizada para a realização do ensaio com as amostras restantes. A Tabela 14 comprova o maior rigor deste procedimento: para uma igual massa, o volume inicial (V_i) foi superior a 10 cm³ nas amostras MP.7, MP.11, Cs.1, SR.5 e SR.6 e inferior a 10 cm³ nas amostras Q.21, Ci.25 e Ji.20.

2. Duração do ensaio

Num grande número de ensaios, mais precisamente 24 sobre 30, o tempo de ensaio especificado por Holtz e Gibbs (1956), ou seja 24 horas, não foi suficiente para garantir o equilíbrio solo-água desmineralizada. A Tabela 14 mostra que em 16 ensaios, o tempo necessário ao estabelecimento do equilíbrio solo-água desmineralizada foi igual ou superior a 5 vezes o tempo indicado por Holtz e Gibbs

(1956). O critério seguido para terminar o ensaio foi a manutenção do volume em dois dias consecutivos.

O índice de expansibilidade livre I_e das trinta amostras é apresentado na Tabela 14. Este índice foi determinado a partir da expressão seguinte:

$$I_e = 100 \frac{V_f - V_i}{V_i} \quad (1)$$

onde V_i é o volume inicial do solo seco e V_f o volume do solo no final do ensaio.

Holtz e Gibbs (1956) classificaram o potencial de expansibilidade dos solos da maneira seguinte:

- $I_e < 50\%$ – Potencial de expansibilidade fraco;
 $50\% \leq I_e < 100\%$ – Potencial de expansibilidade médio;
 $I_e \geq 100\%$ – Potencial de expansibilidade elevado.

De acordo com esta classificação, o potencial de expansibilidade é:

- a. fraco nas amostras MP.8, MP.9, Cs.1, Cs.10, Ci.13, Ci.14, Ci.18, Js.15, Js.16, Ji.19, Ji.20 e SR.6;
- b. médio nas amostras MP.7, MP.11, Ci.27, Js.28 e SR.5;
- c. elevado nas amostras Q.21, Q.22, MP.12, Cs.2, Cs.3, Cs.4, Ci.23, Ci.24, Ci.25, Ci.29, Ci.30, Js.17 e Js.26.

4.6 - Superfície específica

A importância da superfície específica dos solos é desde há muito reconhecida nas áreas da ciência dos solos, bioquímica, microbiologia e medicina, mas mereceu quase sempre muito pouca atenção nos estudos geotécnicos clássicos. Nos últimos vinte anos esta situação evoluiu com a construção dos aterros de resíduos sólidos urbanos e industriais e a necessidade de se projectarem barreiras minerais com capacidade para minimizar a transferência dos poluentes para os solos e os recursos hídricos. Todas as outras condições iguais, a interacção solo-lixiviado é tanto maior e a mobilidade dos poluentes nos solos tanto menor quanto maior for a superfície específica.

A superfície específica externa das amostras foi determinada com base no método N_2 -B.E.T. descrito na especificação LNEC E 412 e a superfície específica total (externa+interna) pelo método do azul de metileno (método da

Tabela 14 - Índice de expansibilidade livre

Amostra	Volume inicial, V_i (cm ³)	Tempo de ensaio, t (horas)	Índice de exp. livre, I_e (%)
Q.21	9,0	24	267
Q.22	10,0	24	240
MP.7	11,0	456	4145
MP.8	10,0	48	480
MP.9	10,0	288	2880
MP.11	11,5	120	1043
MP.12	10,0	48	480
Cs.1	11,0	48	436
Cs.2	10,0	408	4080
Cs.3	10,0	48	480
Cs.4	10,0	264	2640
Cs.10	10,0	24	240
Ci.13	10,0	168	1680
Ci.14	10,0	408	4080
Ci.18	10,0	24	240
Ci.23	10,0	96	960
Ci.24	10,0	96	960
Ci.25	8,5	192	2259
Ci.27	10,0	120	1200
Ci.29	10,0	24	240
Ci.30	10,0	72	720
Js.15	10,0	456	4560
Js.16	10,0	264	2640
Js.17	10,0	576	5760
Js.26	10,0	1320	13200
Js.28	10,0	624	6240
Ji.19	10,0	600	6000
Ji.20	8,0	144	1800
SR.5	11,0	24	218
SR.6	10,5	72	686

mancha) conforme prevê a norma NF P 18-592.

Neste trabalho foram introduzidas algumas modificações à norma NF P 18-592. O material utilizado foi passado no peneiro N.º 40 (0,425 mm) (a norma específica a utilização do peneiro de abertura 0,080 mm) e a massa utilizada foi variável (a norma específica a utilização de 30 g de material). Com esta alteração pretendeu-se reduzir o tempo de ensaio sem prejudicar a fiabilidade dos resultados. O critério seguido para definir a massa a tomar baseou-se no trabalho publicado por Lautrin (1987), segundo o qual a incerteza dos resultados nos ensaios de azul de metileno é da ordem de $\pm 2 \text{ cm}^3$ de solução de azul.

Dada a heterogeneidade granulométrica e mineralógica das trinta amostras, o procedimento seguido para definir a massa da toma para os ensaios em cada amostra foi o seguinte:

- i. seleccionou-se, com base na composição mineralógica, granulométrica e limites de Atterberg, a amostra Js.28 para representar os solos com reactividade potencialmente mais fraca e a amostra Cs.3 para representar os solos com reactividade potencialmente mais elevada;
- ii. tomaram-se, arbitrariamente, 30 g da amostra Js.28 (volume total de solução de azul utilizada no ensaio foi de cerca de 45 cm^3) e 10 g da amostra Cs.3 (volume total de solução de azul utilizada no ensaio superior a 100 cm^3);
- iii. aumento da massa da amostra Js.28, em incrementos de 10 g, até que o volume de solução de azul adicionada fosse da ordem de 100 cm^3 (foi necessário tomar 60 g);
- iv. classificação das restantes 28 amostras quanto à reactividade potencial;
- v. utilização de 50 g de material para as amostras menos reactivas e de 10 g para as amostras mais reactivas (sempre que o

Tabela 15 - Superfície específica externa e total

Amostra	Superfície específica	Superfície específica
	externa ⁽¹⁾ , $S_e \text{ (m}^2/\text{g)}$	total ⁽²⁾ , $S_t \text{ (m}^2/\text{g)}$
Q.21	15,33	40,19
Q.22	19,05	42,91
MP.7	26,91	63,00
MP.8	18,14	117,00
MP.9	14,95	105,49
MP.11	17,95	101,51
MP.12	44,40	181,46
Cs.1	78,03	138,56
Cs.2	29,95	136,25
Cs.3	11,65	283,18
Cs.4	40,25	178,11
Cs.10	11,27	74,30
Ci.13	23,09	63,00
Ci.14	27,37	129,98
Ci.18	18,95	50,44
Ci.23	22,56	69,91
Ci.24	9,90	27,00
Ci.25	16,70	36,63
Ci.27	10,14	27,00
Ci.29	21,35	102,56
Ci.30	14,28	40,39
Js.15	28,38	70,74
Js.16	16,59	94,60
Js.17	44,91	151,32
Js.26	14,60	79,12
Js.28	9,80	27,00
Ji.19	36,86	41,65
Ji.20	32,38	50,44
SR.5	3,49	179,58
SR.6	4,63	206,16

(1) Método N_2 -B.E.T. (2) Ensaio do azul de metileno (método da mancha).

volume acumulado de solução de azul foi substancialmente inferior a 100 cm³, procedeu-se ao aumento da massa da amostra em incrementos de 5 g até que o volume de solução de azul adicionada fosse da ordem de 100 cm³).

Como era esperado, a superfície específica determinada pelo método N₂-B.E.T., que mede a superfície específica externa, foi em todas as amostras inferior à superfície específica determinada pelo método do azul de metileno, que mede a superfície específica total. A confrontação dos resultados apresentados na Tabela 15 com a composição mineralógica apresentada na Tabela 8, indica que as diferenças mais significativas ocorreram nas amostras que contêm montmorilonite. Nas amostras onde não foram detectados minerais expansivos e contém uma proporção fraca da fracção argilosa, a superfície específica determinada pelos dois métodos foi da mesma ordem de grandeza. Pertencem a este grupo as amostras Ci.24, Ci.25, Ci.27, Js.28, Ji.19 e Ji.20. Considerando que o método N₂-B.E.T. mede apenas a superfície externa das partículas, conclui-se que a superfície específica interna só terá alguma expressão nas restantes 24 amostras. Neste grupo, a superfície interna será proporcionalmente maior nas 13 amostras seguintes: MP.8, MP.9, MP.11, MP.12, Cs.2, Cs.3, Cs.4, Ci.14, Ci.29, Js.16, Js.17, SR.5 e SR.6.

Tipicamente, a superfície específica total foi mais elevada nas amostras contendo montmorilonite, independentemente da sua percentagem na fracção argilosa. Nas amostras sem montmorilonite, a superfície específica total foi sempre inferior a 50 m²/g, excepto nas amostras MP.7 (63,0 m²/g), Ci.13 (63,0), Js.15 (70,7), Js.16 (94,6) e Js.26 (79,1). Nas amostras contendo montmorilonite, a superfície específica total foi sempre superior a 100 m²/g, excepto nas amostras Cs.10 (74,3 m²/g) e Ci.23 (69,9).

4.7 – Composição química

A análise química de todas as amostras foi efectuada aplicando a técnica da espectrografia de raios X por dispersão em energias (EXDE). O espectrógrafo utilizado (modelo PV 9550, da Philips) permite efectuar a análise química qualitativa, semiquantitativa e quantitativa. Em solos naturais utiliza-se normalmente a análise semiquantitativa devido à complexidade da matriz e à falta de materiais de referência que permitam a construção de curvas de calibração necessárias em análises quantitativas. A análise semiquantitativa permite obter resultados satisfatórios desde que os espectros de referência sejam adequados e que os efeitos de sobreposição das riscas espectrais sejam tomadas em consideração (Pereira, 1994).

Os resultados da análise química das amostras estudadas são apresentados na Tabela 16, que mostra igualmente algumas medidas de dispersão (média, desvio padrão, valor máximo, valor mínimo e coeficiente de variação) para cada um dos elementos. No diagrama triangular da Figura 5, cujos termos finais, dados em percentagem, são o SiO₂, o Al₂O₃ e os restantes elementos, observa-se que as amostras ocupam uma mancha que é próxima da composição química média de 12 solos apresentada por Gillott (1987). Pode-se concluir, portanto, que os resultados obtidos são normais para este tipo de sedimentos.

Constituindo a análise química dos solos pela técnica EXDE um processo de avaliação indirecta, considerou-se importante validar os resultados obtidos com esta técnica por um processo de avaliação directa. Decidiu-se, por isso, determinar a composição química de algumas amostras através da análise química clássica. Os valores obtidos para a relação EXDE/ACC revelam que, no geral, os resultados obtidos com as duas técnicas foram de grandeza semelhante. Os valores obtidos para esta relação foram sempre superiores a 0,8 e inferiores a 1,5 em 43, dos 63 cálculos efectuados. De acordo com os resultados obtidos, conclui-se que a técnica EXDE é aplicável a todos os elementos doseados excepto ao óxido de sódio, e com algumas reservas aos óxidos de magnésio e de cálcio.

A análise do coeficiente de variação ou dispersão CV obtido para cada um dos elementos foi efectuada com base na classificação de Martins (1992). As classes utilizadas por este autor foram as seguintes:

- CV (%) ≤ 10 - coeficiente de variação fraco;
 10 < CV (%) ≤ 20 - coeficiente de variação médio;
 CV (%) > 20 - coeficiente de variação elevado.

Com base nesta classificação e de acordo com os resultados obtidos verifica-se que:

- i. Al₂O₃ (8,39%), Cr₂O₃ (6,33%), CuO (5,76%) e Na₂O (5,12%) apresentam uma dispersão dos valores fraca;
- ii. SiO₂ (12,61%), TiO₂ (13,55%), SO₃ (15,55%) e MgO (19,01%) apresentam uma dispersão dos valores média;
- iii. Fe₂O₃ (30,92%), MnO (20,64%), CaO (78,25%) e K₂O (24,45%) apresentam uma dispersão dos valores elevada.

Tabela 16 - Composição química expressa em óxidos

Amostra	Elemento (%)												Perda ao rubro* (%)
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	MnO	Cr ₂ O ₃	CuO	SO ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	
Q.21	61,31	19,09	2,39	1,25	0,11	0,18	0,09	0,33	0,61	2,15	3,67	4,13	4,68
Q.22	55,68	18,85	6,87	1,42	0,14	0,18	0,09	0,23	0,50	2,33	3,93	4,23	5,57
MP.7	53,00	20,65	4,95	1,25	0,15	0,17	0,09	0,14	0,65	2,79	3,70	5,08	7,39
MP.8	50,38	19,57	6,15	1,13	0,16	0,16	0,09	0,16	1,10	3,37	3,80	5,25	8,70
MP.9	54,39	17,66	6,19	1,18	0,14	0,17	0,09	0,17	1,18	2,69	3,88	5,04	7,48
MP.11	50,24	19,46	6,65	1,27	0,15	0,18	0,09	0,16	0,62	3,41	3,84	6,14	7,81
MP.12	42,28	19,16	6,94	1,13	0,19	0,17	0,09	0,19	4,18	3,54	3,80	5,72	12,63
Cs.1	44,32	19,67	6,09	0,86	0,14	0,14	0,09	0,16	1,43	4,31	3,96	9,05	9,79
Cs.2	53,68	18,64	3,51	0,89	0,13	0,16	0,08	0,18	1,36	3,46	3,78	7,30	6,84
Cs.3	46,52	19,09	6,76	1,13	0,16	0,16	0,09	0,19	1,60	3,30	3,97	3,82	13,48
Cs.4	49,88	20,14	4,36	1,00	0,13	0,15	0,08	0,17	1,17	3,21	3,69	5,70	10,32
Cs.10	60,90	17,03	3,87	1,03	0,12	0,17	0,09	0,15	0,61	2,58	3,91	4,17	5,38
Ci.13	48,39	21,13	10,77	1,42	0,15	0,19	0,10	0,18	0,64	2,42	4,03	2,82	7,75
Ci.14	52,27	21,66	4,95	1,45	0,12	0,15	0,08	0,13	0,77	2,30	3,29	3,08	9,76
Ci.18	45,83	20,76	10,07	1,12	0,19	0,19	0,12	0,17	1,12	3,01	4,02	5,66	7,18
Ci.23	60,22	16,51	4,82	1,48	0,36	0,18	0,08	0,17	0,76	2,37	3,93	3,37	5,77
Ci.24	58,21	22,94	0,96	1,57	0,10	0,17	0,09	0,12	0,53	2,14	3,47	4,88	4,83
Ci.25	49,92	23,40	6,46	1,50	0,14	0,18	0,09	0,15	0,74	2,42	3,61	4,88	7,02
Ci.27	52,25	21,00	6,44	1,41	0,19	0,18	0,09	0,16	0,82	2,81	3,81	5,80	5,04
Ci.29	53,77	22,89	2,75	1,50	0,11	0,15	0,08	0,14	0,59	2,28	3,17	3,21	9,37
Ci.30	51,47	22,37	7,11	1,23	0,13	0,18	0,09	0,14	0,91	2,46	3,72	3,67	6,52
Js.15	48,34	19,82	8,85	1,26	0,16	0,20	0,10	0,17	0,79	3,30	4,05	6,32	6,64
Js.16	53,66	20,05	4,58	1,20	0,13	0,18	0,08	0,17	1,02	3,11	3,91	6,31	5,61
Js.17	43,86	20,59	9,66	1,35	0,21	0,17	0,10	0,21	0,87	3,41	4,17	6,08	9,32
Js.26	40,43	17,37	7,77	1,21	0,24	0,17	0,10	0,17	5,86	4,50	4,08	5,33	12,74
Js.28	54,58	21,65	4,86	1,23	0,13	0,18	0,10	0,14	0,72	2,45	3,84	5,41	4,71
Ji.19	47,59	19,63	7,35	1,36	0,17	0,17	0,09	0,24	1,33	3,36	4,29	8,05	6,40
Ji.20	45,89	18,79	7,58	1,32	0,19	0,17	0,09	0,22	2,66	3,34	4,27	7,61	7,87
SR.5	56,11	16,53	2,24	0,46	0,17	0,15	0,08	0,14	1,94	4,40	3,80	4,76	9,20
SR.6	32,12	12,06	8,32	1,07	0,18	0,19	0,09	0,18	13,68	4,64	4,52	0,98	21,97
Média	50,58	19,61	6,01	1,22	0,16	0,17	0,09	0,17	1,69	3,06	3,86	5,13	8,26
Desvio padrão	6,38	1,64	1,86	0,17	0,03	0,01	0,01	0,03	1,32	0,58	0,20	1,25	2,43
Valor máx.	61,31	23,40	10,77	1,57	0,36	0,20	0,12	0,33	13,68	4,64	4,52	9,05	21,97
Valor mín.	32,12	12,06	0,96	0,46	0,10	0,14	0,08	0,12	0,50	2,14	3,17	0,98	4,68
Coef. de variação (%)	12,61	8,39	30,92	13,55	20,64	6,33	5,76	15,55	78,25	19,01	5,12	24,45	29,41

* - Processo seguido para determinar a perda ao rubro: norma NP EN 196-2, secção 7.

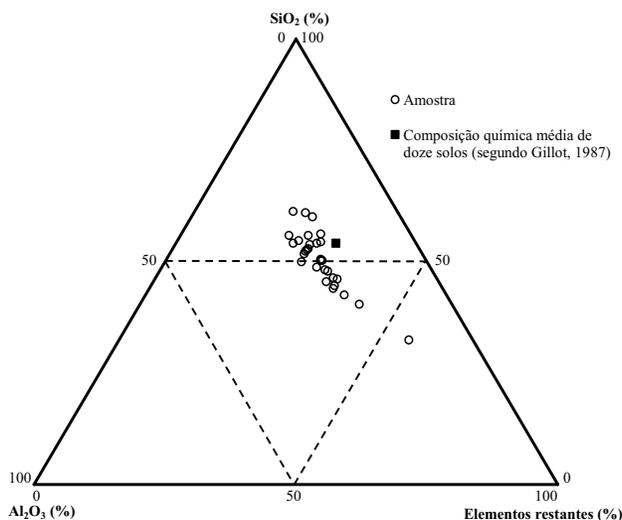


Figura 5 – Distribuição das amostras no diagrama triangular SiO₂-Al₂O₃-Elementos restantes.

Estes valores constituem um complemento importante da informação transmitida pelo diagrama triangular mostrado na Figura 5. Com efeito, ainda que a distribuição no diagrama triangular indique que os solos apresentam uma composição química mais ou menos homogênea, os valores do coeficiente de dispersão mostram que o teor de alguns elementos pode variar significativamente. Segundo Casal Moura e Grade (1983), os óxidos de coeficiente de dispersão mais baixo, como o Al₂O₃ e Na₂O neste estudo, traduzem uma distribuição geográfica mais regular das espécies mineralógicas às quais pertencem.

Relativamente à percentagem dos elementos maiores, há a realçar, por um lado, o conteúdo relativamente elevado de SiO₂ e, por outro, o baixo valor da perda ao rubro, ambos se justificando, em parte, pelo carácter quartzoso das trinta amostras. Na verdade, são as amostras com teor em SiO₂ inferior a cerca de 45% aquelas que apresentam perdas ao rubro superiores a cerca de 10%. Por exemplo, a amostra SR.6 apresenta o teor em SiO₂ mais baixo (32,12%) e a perda ao rubro mais elevada (21,97%). Como seria de esperar, as amostras com o teor em SiO₂ mais elevado apresentam as perdas ao rubro mais baixas. As amostras com teor em SiO₂ superior a cerca de 55% tiveram perdas ao rubro inferiores a cerca de 5%. O valor mais elevado do desvio padrão para o óxido de silício está muito provavelmente associado à heterogeneidade granulométrica das amostras.

O conteúdo em Al₂O₃ estará de acordo com a presença dos feldspatos e da caulinite. As amostras Ci.13, Ci.14, Ci.18, Ci.24, Ci.25, Ci.27, Ci.29, Ci.30, Js.16, Js.17 e Js.28, com teor em Al₂O₃ mais elevado (> 20%), são as que apresentam proporções relativas mais significativas em feldspatos e caulinite (Tabela 8). O teor em Na₂O quase sempre mais elevado que em CaO, pressupõe a predominância do feldspato sódico em relação ao cálcico. O teor em CaO só é superior ao teor em Na₂O nas amostras MP.12, Js.26 e SR.6, que contêm calcite e dolomite.

O teor elevado em K₂O estará, em parte, relacionado com o teor relativo em micas e feldspato potássico (microclina e ortoclase) (Tabela 16). Nas amostras Cs.1, Ji.19 e Ji.20, em que a percentagem em ilite é mais importante, o teor em K₂O é particularmente elevado.

O teor médio das amostras em Fe_2O_3 de cerca de 6% foi considerado elevado por Grade e Casal Moura (1985), que obtiveram uma concentração semelhante nos solos argilosos da região do Algarve. Galopim de Carvalho (1970) também assinalou que a relativa abundância em Fe_2O_3 é frequente neste tipo de formações, o que é em parte devido às impregnações de óxidos e hidróxidos de ferro.

4.8 – pH do solo

A mobilidade dos poluentes através dos solos depende, quer das suas próprias características, quer das características do meio ambiente. Um dos parâmetros ambientais mais importante na regulação do comportamento dos poluentes é o pH do solo. Por isso, a sua medição deveria ser sempre considerada quando se estuda o transporte dos poluentes através dos solos. O pH do solo pode influenciar significativamente, directa ou indirectamente, os processos químicos que têm lugar nas zonas não saturada e saturada do subsolo, como sejam por exemplo, a extensão das reacções ácido-base, a sorção, a precipitação-dissolução, a complexação, a hidrólise e a oxidação-redução. Variações no valor do pH do solo muito pequenas podem influenciar de maneira significativa tanto as reacções químicas como a concentração das espécies químicas em solução.

Diferentes trabalhos (Harter, 1983; Dowdy e Volk, 1983; Elliot et al., 1986; Yong e Phadungchewit, 1993) demonstraram que a retenção dos poluentes no solo, em particular dos metais pesados, pode ser fortemente influenciada pelo pH do solo. Segundo os trabalhos consultados, a retenção dos poluentes é tanto maior quanto mais elevados forem o pH e a capacidade tampão do solo.

O pH do solo foi determinado com base no procedimento descrito na norma ASTM D 4972. Procedeu-se à medição do pH do solo a partir de suspensões solo/água desmineralizada e solo/solução 0,01 M CaCl_2 , na relação de 1:1.

Os valores do pH do solo medidos em água desmineralizada e na solução de cloreto de cálcio são apresentados na Tabela 17. A classificação do carácter ácido ou alcalino dos solos indicada na Tabela 17 foi efectuada a partir da escala de Pratolongo (Tabela 18).

Os resultados obtidos mostram que os solos amostrados se distribuem do seguinte modo:

- a. ácidos – 2 amostras (6,7%);
- b. sub-ácidos – 2 amostras (6,7%);
- c. neutros – 3 amostras (10,0%);
- d. sub-alcalinos – 13 amostras (43,3%);
- e. alcalinos – 10 amostras (33,3%).

Os valores de pH medidos indicam que não existem, nem solos hiperácidos ($\text{pH} \leq 4,5$), nem hiperalcalinos ($\text{pH} \geq 9,5$). Pode-se observar que 66,7% dos solos apresentam um pH que varia entre 5,1 e 8,5. Estes valores são consistentes com os valores mencionados na bibliografia: Botelho da Costa (1995) indicou que o pH da maior parte dos solos varia entre 4 e 8,5 e Bruckert e Rouiller (1994) e Van Breemen e Wielemaker (1974) entre 4 e 8.

Comparando os resultados do pH do solo determinados em água desmineralizada e na solução de cloreto de cálcio, observa-se que o valor obtido em solução de cloreto de cálcio foi inferior em 25 amostras e igual nas restantes. A maior diferença observada foi de 0,4 unidades de pH nas amostras Js.15 e SR.5. Botelho da Costa (1995) refere que a diferença é vulgarmente da ordem de meia a uma unidade de pH, mas pode exceder uma unidade.

Tabela 17 - pH do solo

Amostra	Proporção solo/solução na relação de 1:1		Classificação ⁽²⁾
	Água desmineralizada ⁽¹⁾	0,01 M CaCl ₂ .2H ₂ O ⁽¹⁾	
Q.21	7,1	7,1	Neutro
Q.22	5,2	5,1	Ácido
MP.7	5,9	5,6	Sub-ácido
MP.8	7,7	7,5	Sub-alcálico
MP.9	7,8	7,6	Sub-alcálico
MP.11	6,4	6,1	Sub-ácido
MP.12	8,3	8,1	Sub-alcálico
Cs.1	8,1	7,9	Sub-alcálico
Cs.2	8,5	8,3	Sub-alcálico
Cs.3	8,1	8,1	Sub-alcálico
Cs.4	8,6	8,6	Alcálico
Cs.10	7,6	7,4	Sub-alcálico
Ci.13	7,8	7,5	Sub-alcálico
Ci.14	7,3	7,1	Neutro
Ci.18	8,5	8,3	Sub-alcálico
Ci.23	8,1	8,1	Sub-alcálico
Ci.24	7,5	7,3	Neutro
Ci.25	8,7	8,5	Alcálico
Ci.27	8,8	8,6	Alcálico
Ci.29	5,1	4,8	Ácido
Ci.30	8,2	8,2	Sub-alcálico
Js.15	8,2	7,8	Sub-alcálico
Js.16	8,8	8,6	Alcálico
Js.17	7,9	7,8	Sub-alcálico
Js.26	9,3	9,0	Alcálico
Js.28	9,4	9,1	Alcálico
Ji.19	8,6	8,4	Alcálico
Ji.20	9,0	8,9	Alcálico
SR.5	8,6	8,2	Alcálico
SR.6	8,6	8,5	Alcálico

(1) Escala de Sorensen. (2) Segundo a escala de Pralongo (ver Tabela 18).

Tabela 18 - Classificação de Pralongo

pH do solo	Designação
$pH \leq 4,5$	Hiperácido
$4,5 < pH \leq 5,5$	Ácido
$5,5 < pH \leq 6,5$	Sub-ácido
$6,5 < pH \leq 7,5$	Neutro
$7,5 < pH \leq 8,5$	Sub-alcálico
$8,5 < pH \leq 9,5$	Alcálico
$pH \geq 9,5$	Hiperalcálico

4.9 - Condutividade eléctrica da solução do solo

A condutividade eléctrica CE é um parâmetro ainda muito pouco utilizado em geotecnia. Noutras áreas científicas é desde há muitos anos frequentemente tomada em conta na avaliação e no controlo da salinidade do solo (ciências do solo), da água superficial (hidrologia) e da água subterrânea (hidrogeologia). Nos últimos anos, registou-se um crescente interesse da geotecnia pela medição da condutividade eléctrica, designadamente da solução dos solos e dos lixiviados. O significativo incremento da sua utilização em geotecnia é contemporâneo do período de construção dos aterros de resíduos e da remediação de áreas contaminadas. A medição da condutividade eléctrica é, por exemplo, particularmente vantajosa nas situações seguintes:

- a. no campo para
 - a.1. controlar a qualidade das águas subterrâneas subjacentes a um aterro de resíduos,
 - a.2. avaliar o grau de contaminação das águas subterrâneas,
 - a.3. delimitar a extensão da contaminação nas águas subterrâneas,
 - a.4. definir a direcção em que ocorre a contaminação;
- b. no laboratório para
 - b.1. seguir a evolução da concentração iónica das soluções, por exemplo nos ensaios de advecção e de difusão,
 - b.2. estimar semi-quantitativamente o teor em sais solúveis do solo,
 - b.3. informar sobre a potencial influência de soluções concentradas modificarem a estrutura dos solos argilosos,
 - b.4. estimar semi-quantitativamente o teor em bentonite de misturas solo/bentonite.

Para medir a condutividade eléctrica dos extractos aquosos das amostras utilizou-se, em grande parte, o procedimento descrito por Rhoades (1982). Na técnica de ensaio adoptada também foram utilizados alguns procedimentos descritos na norma ASTM D 1125 e num documento interno do Laboratório Químico Agrícola Rebelo da Silva (LQARS).

A medição da CE foi efectuada no extracto aquoso correspondente à proporção solo/água desmineralizada na relação de 1:2, conforme recomendado por Sonneveld e Van Den Ende (1971).

Os valores de CE medidos nos extractos aquosos das trinta amostras são indicados na Tabela 19. A classificação do grau de salinidade dos solos mostrada na mesma tabela, foi estabelecida com base na classificação para os níveis de salinidade do solo que se apresentada na Tabela 20. Os resultados obtidos indicam que o nível de salinidade dos solos amostrados se distribui da maneira seguinte:

- a. fraco em 5 amostras (16,7%);
- b. muito fraco em 4 amostras (13,3%);
- c. desprezável em 21 amostras (70,0%).

É necessário sublinhar que a classificação utilizada para qualificar o nível de salinidade dos solos amostrados foi desenvolvida numa perspectiva da avaliação dos efeitos dos diferentes níveis de salinidade dos solos nos principais tipos de culturas ao ar livre.

Tabela 19 - Condutividade eléctrica do extracto aquoso

Amostra	Condutividade eléctrica ⁽¹⁾ , CE (µS/cm)	Classificação do grau de salinidade do solo ⁽²⁾
Q.21	772	Muito fraca
Q.22	209	Desprezável
MP.7	41	Desprezável
MP.8	818	Fraca
MP.9	231	Desprezável
MP.11	37	Desprezável
MP.12	277	Desprezável
Cs.1	110	Desprezável
Cs.2	113	Desprezável
Cs.3	475	Muito fraca
Cs.4	459	Muito fraca
Cs.10	468	Muito fraca
Ci.13	125	Desprezável
Ci.14	155	Desprezável
Ci.18	1244	Fraca
Ci.23	889	Fraca
Ci.24	35	Desprezável
Ci.25	70	Desprezável
Ci.27	50	Desprezável
Ci.29	51	Desprezável
Ci.30	20	Desprezável
Js.15	62	Desprezável
Js.16	1167	Fraca
Js.17	1247	Fraca
Js.26	191	Desprezável
Js.28	153	Desprezável
Ji.19	282	Desprezável
Ji.20	84	Desprezável
SR.5	53	Desprezável
SR.6	102	Desprezável

(1) Proporção solo/água desmineralizada na relação de 1:2

(2) Segundo a classificação apresentada na Tabela 20.

Tabela 20 - Valores da condutividade eléctrica de diferentes extractos aquosos dos solos

	Grau de salinidade					
	Desprezável	Muito fraca	Fraca	Moderada	Elevada	Muito elevada
<i>Extracto de saturação</i>						
CE (mS/cm)	0-1	1-2	2-4	4-8	8-16	>16
Sais solúveis (ppm)	0-640	640-1280	1280-2560	2560-5120	5120-10240	>10240
<i>Extracto aquoso na relação de 1:2</i>						
CE (mS/cm)	0-0,40	0,40-0,80	0,80-1,60	1,60-2,40	2,40-3,20	>3,20
Sais solúveis (ppm)	0-512	512-1024	1024-2048	2048-3072	3072-4096	>4096
<i>Extracto aquoso na relação de 1:5</i>						
CE (mS/cm)	0-0,10	0,10-0,20	0,20-0,30	0,30-0,50	0,50-1,00	>1,00
Sais solúveis (ppm)	0-320	320-640	640-960	960-1600	1600-3200	>3200

4.10 – Capacidade de troca catiónica

O estudo da capacidade de troca catiónica CTC dos solos é da maior importância nos estudos que envolvam o transporte de poluentes nos solos. A determinação desta propriedade química dos solos no âmbito da geotecnia ambiental, em geral, e das barreiras minerais, em particular, é fundamental pela informação que transmite sobre a capacidade de retenção iónica dos solos. No entanto, não se tem verificado a sua determinação sistemática nos solos utilizados para a construção das barreiras minerais, contrariamente ao que acontece, por exemplo, com a composição granulométrica e os limites de Atterberg. Existem algumas razões eventualmente responsáveis por esta situação, como sejam, a morosidade e complexidade dos métodos convencionais de medição da CTC, a pouca familiarização dos geotécnicos com os procedimentos utilizados nestes métodos de ensaio e a falta de sensibilidade do geotécnico para o parâmetro em si mesmo.

Na determinação da CTC das amostras foi utilizado o método da solução extractiva de acetato de amónio a pH 7. Inicialmente testaram-se várias técnicas de extracção pelo acetato de amónio, com diferentes períodos de agitação. Como era de esperar, os resultados obtidos diferiram quase sempre de forma acentuada de umas técnicas para as outras. Decidiu-se, por isso, optar pelo método de acetato de amónio a pH 7,0, seguindo em grande parte a técnica descrita por Thomas (1982).

Os valores da CTC das 30 amostras variam entre 5,40 meq/100g (Q.21) e 59,9 meq/100g (SR.6), como mostra a Tabela 21. A classificação da CTC dos solos apresentada por Chamayou e Legros (1989) foi aplicada às 30 amostras (Tabela 21). Os resultados obtidos confrontados com a composição mineralógica das amostras (Tabela 8), sugerem que a presença da montmorilonite na fracção argilosa foi determinante, independentemente da sua percentagem. A CTC foi fraca ou muito fraca em 80% das amostras sem montmorilonite e elevada ou muito elevada em 80% das amostras com montmorilonite. Nos 20% restantes de ambos os grupos, a CTC nunca foi elevada ou muito elevada nas amostras

Tabela 21 - Capacidade de troca catiónica

Amostra	Método do acetato de amónio a pH 7,0, CTC (meq/100g)	Classificação ^(*)
Q.21	5,40	Muito fraca
Q.22	11,65	Fraca
MP.7	16,40	Média
MP.8	21,95	Elevada
MP.9	28,40	Muito elevada
MP.11	18,40	Média
MP.12	28,80	Muito elevada
Cs.1	35,65	Muito elevada
Cs.2	23,65	Elevada
Cs.3	58,43	Muito elevada
Cs.4	32,90	Muito elevada
Cs.10	19,40	Média
Ci.13	15,40	Média
Ci.14	24,90	Elevada
Ci.18	10,40	Fraca
Ci.23	17,15	Média
Ci.24	5,52	Muito fraca
Ci.25	9,90	Muito fraca
Ci.27	6,15	Muito fraca
Ci.29	20,55	Elevada
Ci.30	6,40	Muito fraca
Js.15	15,65	Média
Js.16	13,65	Fraca
Js.17	24,90	Elevada
Js.26	14,15	Fraca
Js.28	6,50	Muito fraca
Ji.19	12,30	Fraca
Ji.20	12,90	Fraca
SR.5	42,05	Muito elevada
SR.6	59,90	Muito elevada

* - Segundo classificação de Chamayou e Legros (1989).

sem montmorilonite, do mesmo modo que nunca foi fraca ou muito fraca nas amostras com montmorilonite.

5 – SELECÇÃO DE AMOSTRAS REPRESENTATIVAS

A caracterização geotécnica das trinta amostras recolhidas foi possível, nesta primeira fase do programa de investigação, pela relativa simplicidade, rapidez e baixo custo de grande parte dos ensaios efectuados. Todavia, na segunda fase do programa de investigação, a maior complexidade, morosidade e custo dos ensaios necessários ao estudo da migração advectiva e difusiva dos poluentes através dos solos impôs que, por um lado, se diminuísse substancialmente o número de amostras a ensaiar e, por outro, se seleccionassem amostras representativas da população recolhida.

Na metodologia adoptada para seleccionar as amostras representativas procedeu-se:

1. inicialmente, ao estudo da correlação linear entre doze propriedades estudadas nos trinta solos amostrados;
2. e, em seguida, à aplicação das técnicas da análise em componentes principais (ACP) a nove propriedades dos solos amostrados.

5.1 – Aplicação das técnicas de correlação linear

O estudo da correlação linear foi aplicado às doze propriedades seguintes: percentagem da fracção argilosa (%argila), limite de liquidez w_L , limite de plasticidade w_P , limite de retracção w_S , índice de plasticidade I_P , índice de retracção I_R , coeficiente de actividade de Skempton A_c , peso volúmico aparente seco máximo γ_{dmax} , teor óptimo em água w_{opt} , índice de expansibilidade livre I_e , superfície específica total S_t e capacidade de troca catiónica CTC (Tabela 22). Os cálculos efectuados indicam que as correlações lineares, positivas ou negativas, ocorrem entre as propriedades seguintes (decidiu-se, arbitrariamente, que a correlação era satisfatória quando $|r|$ fosse superior ou igual a 0,80):

▪ I_R e w_L	$I_R = 0,873w_L - 10,099$ ($r = 0,94$);
▪ γ_{dmax} e w_P	$\gamma_{dmax} = -0,223w_P + 22,594$ ($r = -0,81$);
▪ w_{opt} e w_P	$w_{opt} = 0,748w_P - 0,285$ ($r = 0,81$);
▪ S_t e w_P	$S_t = 8,677w_P - 107,11$ ($r = 0,81$);
▪ CTC e w_P	$CTC = 1,990w_P - 26,154$ ($r = 0,84$);
▪ I_R e I_P	$I_R = 1,266I_P + 4,044$ ($r = 0,89$);
▪ w_{opt} e γ_{dmax}	$w_{opt} = -3,208\gamma_{dmax} + 72,992$ ($r = -0,96$);
▪ S_t e γ_{dmax}	$S_t = -34,821\gamma_{dmax} + 701,370$ ($r = -0,90$);
▪ CTC e γ_{dmax}	$CTC = -7,555\gamma_{dmax} + 151,78$ ($r = -0,88$);
▪ S_t e w_{opt}	$S_t = 10,213w_{opt} - 79,813$ ($r = 0,88$);
▪ CTC e w_{opt}	$CTC = 2,243w_{opt} - 18,184$ ($r = 0,87$);
▪ S_t e CTC	$S_t = 4,212CTC + 10,022$ ($r = 0,94$).

As correlações satisfatórias ($|r| \geq 0,80$) representam cerca de 18% das correlações estudadas.

Com vista a validar este valor, procedeu-se a uma recensão bibliográfica de correlações lineares entre propriedades de solos naturais estudadas por outros autores.

Gill e Reaves (1957) estudaram a correlação entre I_P e S_t e entre S_t e CTC, tendo sido apenas nesta última que o valor de $|r|$ foi igual ou superior a 0,80.

Farrar e Coleman (1967) estudaram a correlação entre %argila, w_L , w_P , S_t e CTC de dezanove amostras. O valor de $|r|$ igual ou superior a 0,80 foi obtido entre %argila e w_L , w_L e w_P , w_L e S_t , w_L e CTC, w_P e CTC, e S_t e CTC. A partir da tabela de resultados apresentada pelos

autores calcularam-se, primeiro, os valores de I_P e A_c e, em seguida, a correlação entre estes e as propriedades já indicadas. O coeficiente de correlação igual ou superior a 0,80 foi obtido entre: %argila e I_P , w_L e I_P , I_P e S_t , e I_P e CTC. As correlações satisfatórias representam cerca de 48% das correlações estudadas.

Tabela 22 - Correlação linear entre doze propriedades

%argila	w_P	w_L	w_S	I_P	I_R	γ_{dmax}	w_{opt}	I_e	A_c	CTC	S_t	
%argila	1	0,23	0,62	-0,27	0,73	0,77	-0,35	0,34	0,52	-0,53	0,23	0,45
w_P		1	0,77	0,71	0,22	0,58	-0,81	0,81	0,21	0,32	0,84	0,81
w_L			1	0,38	0,79	0,94	-0,72	0,71	0,35	0,15	0,64	0,72
w_S				1	-0,10	0,06	-0,54	0,53	-0,01	0,46	0,48	0,37
I_P					1	0,89	-0,33	0,30	0,34	-0,09	0,18	0,32
I_R						1	-0,59	0,57	0,39	-0,01	0,52	0,64
γ_{dmax}							1	-0,96	-0,26	-0,23	-0,88	-0,90
w_{opt}								1	0,31	0,25	0,87	0,88
I_e									1	-0,19	0,16	0,32
A_c										1	0,36	0,16
CTC											1	0,94
S_t												1

0,94 - Coeficiente de correlação linear $|r| \geq 0,80$.

Popescu (1983) mencionou apenas as correlações entre w_L e I_P , w_S e A_c , e I_P e I_e e obteve um coeficiente de correlação igual ou superior a 0,80 entre w_L e I_P e entre I_P e I_e .

Locat et al. (1984) analisaram a correlação entre %argila e S_t , %argila e CTC, w_L e S_t , w_P e S_t , e I_P e S_t . O valor de $|r|$ igual ou superior a 0,80 foi obtido entre w_L e S_t , e I_P e S_t . A partir da tabela de resultados para quinze amostras, estudaram-se as correlações entre as propriedades seguintes: %argila, w_L , w_P , I_P , A_c , S_t e CTC. O coeficiente de correlação foi igual ou superior a 0,80 entre %argila e w_L , %argila e w_P , w_L e w_P , w_L e I_P , e I_P e A_c . As correlações lineares representam 33% das correlações determinadas.

Sridharan et al. (1986) determinaram a correlação entre %argila e w_L , w_L e S_t , e w_L e CTC. O coeficiente de correlação obtido foi, em todos os casos, inferior a 0,80. A partir da tabela de resultados referente a sete amostras, estudaram-se as correlações entre as propriedades seguintes: %argila, w_L , w_P , I_P , A_c , S_t e CTC. O coeficiente de correlação foi igual ou superior a 0,80 entre w_L e I_P , w_L e A_c , e I_P e A_c . As correlações satisfatórias representam cerca de 14% das correlações estudadas.

Sridharan et al. (1988) analisaram a correlação entre %argila e w_L , %argila e I_P , %argila e A_c , w_L e w_S , w_L e I_e , e w_L e S_t . O coeficiente de correlação foi superior ou igual a 0,80 entre w_L e w_S , w_L e I_e , e w_L e S_t . A partir da tabela de resultados para nove amostras, estudaram-se as correlações entre as propriedades seguintes: %argila, w_L , w_P , w_S , I_P , I_R , A_c , I_e , S_t e CTC. O coeficiente de correlação foi igual ou superior a 0,80 em mais dezoito casos, que adicionados às três correlações estudadas por Sridharan et al. (1988), conduzem a um total de 21 correlações satisfatórias (dado o elevado número, optou-se por não se apresentar a lista). As correlações satisfatórias representam cerca de 47% das correlações estudadas.

Magnan e Youssefian (1989) determinaram a %argila, w_L , w_P , I_P , A_c e S_t de 188 amostras. A partir dos valores obtidos para estas propriedades, procedeu-se ao cálculo do coeficiente de correlação entre elas. O valor de $|r|$ igual ou superior a 0,80 foi obtido entre w_L e w_P , w_L e I_P , e w_P e I_P . As correlações lineares representam cerca de 20% das correlações estudadas.

Leroueil et al. (1992) estudaram a variação de w_p em função de w_{opt} e obtiveram um coeficiente de correlação igual a 0,88. Na regressão linear, estes autores utilizaram valores propostos por diferentes autores: um de Daniel (1984), dois de Boynton e Daniel (1985), dois de Mundell e Bailey (1985), dois de Day e Daniel (1985), um de Stewart e Nolan (1987), seis de Daniel e Benson (1990), um de Elsbury et al. (1990) e nove dos próprios.

Cokca e Birand (1993) procederam à determinação da %argila, w_L , w_p , I_p , A_c , γ_{dmax} e S_t de 40 amostras e ao cálculo do coeficiente de correlação entre as mesmas. O valor de $|r|$ igual ou superior a 0,80 foi obtido entre %argila e I_p , e entre w_L e I_p . As correlações lineares representam cerca de 9,5% das correlações determinadas.

Comparando a percentagem relativa de correlações satisfatórias encontradas na bibliografia consultada, verifica-se uma importante heterogeneidade. Assim, se nos estudos de Farrar e Coleman (1967) e Sridharan et al. (1988) as percentagens se elevam a 48 e 47%, respectivamente, nos estudos de Sridharan et al. (1986), Magnan e Youssefian (1989) e Cokca e Birand (1993), estas percentagens são muito menores: 14, 20 e 9,5%, respectivamente. Entre estes dois grupos de valores extremos, situa-se a percentagem de correlações lineares obtida em Locat et al. (1984), ou seja 33%.

A percentagem de correlações satisfatórias obtida neste trabalho, 18%, está mais próxima da obtida nos trabalhos de Sridharan et al. (1986), 14% e de Magnan e Youssefian (1989), 20%.

Contudo, o principal objectivo da aplicação das técnicas de correlação linear às propriedades das amostras, ou seja a selecção de amostras representativas de entre as trinta inicialmente recolhidas, não foi possível. Com efeito, a sua aplicação não permite a descrição da informação global existente quando se consideram os parâmetros estudados no seu conjunto (Winiarski, 1994). As interrelações entre os parâmetros e os seus efeitos na estruturação da população podem nestas condições escapar na análise (Winiarski, 1994).

5.2 – Aplicação das técnicas de análise em componentes principais

Foi, por isso, necessário avaliar da possibilidade de utilizar outras ferramentas estatísticas. Com base nos resultados da pesquisa, seleccionou-se a análise em componentes principais (ACP). A ACP é um método estatístico essencialmente descritivo que permite apresentar, sob forma gráfica, o máximo de informação contida numa tabela de dados. Esta tabela é constituída, nas linhas, por “*indivíduos*” (no presente caso são as amostras) sobre os quais são medidas as “*variáveis quantitativas*” ou podendo ser consideradas como tal (no presente caso são as propriedades dos solos amostrados). Sendo a tabela de dados composta por n variáveis quantitativas, então os indivíduos podem ser representados num “*espaço a n dimensões*”. Dada a impossibilidade desta representação, a finalidade da ACP é a de encontrar “*espaços de dimensões mais pequenas*” nas quais seja possível observar melhor os indivíduos. Por razões óbvias de facilidade de visualização, os espaços retidos serão a uma dimensão ou, e este será o caso mais frequente, a duas dimensões. Este método é particularmente indicado para seleccionar amostras representativas pelas quatro razões seguintes:

- i. permite determinações essencialmente quantitativas, constituídas de variáveis de diferentes naturezas;
- ii. permite saber como se estruturam as variáveis, quer dizer quais são as que estão associadas, as que o não estão, as que vão no mesmo sentido e as que se opõem;
- iii. permite saber como se estruturam e/ou como se repartem os indivíduos, quer dizer quais são os que são comparáveis e os que não são;
- iv. revela o grau de influência das variáveis sobre a estrutura dos indivíduos.

O programa de computador ADE-4 (Thioulouse et al., 1997) foi utilizado neste trabalho para aplicar a ACP à tabela de dados constituída pelas trinta amostras e as nove propriedades seguintes: percentagem de fracção argilosa (%argila), percentagem de elementos finos (%finos), limite de liquidez w_L , limite de plasticidade w_P , limite de retracção w_S , índice de plasticidade I_P , coeficiente de actividade A_c , índice de expansibilidade livre I_e e superfície específica total S_t . Na selecção destas nove variáveis pesaram, quer a informação recolhida no estudo da correlação linear, quer o conhecimento das variáveis que fazem normalmente parte dos critérios utilizados na aceitação ou rejeição preliminar dos solos potencialmente adequados para a construção das barreiras minerais presentes nos aterros de resíduos. A Figura 6 ilustra a influência destas variáveis na estruturação da população constituída pelas trinta amostras.

Os quatro gráficos da Figura 6 mostram:

- as percentagens de variação explicadas por cada componente principal, habitualmente designadas de “valores próprios” (Figura 6a);
- a organização das nove propriedades no plano A1-A2 ou plano principal, habitualmente designado de “círculo das correlações” (Figura 6b);
- a repartição das trinta amostras nesse mesmo plano, habitualmente designado de “plano factorial A1-A2” ou “plano factorial principal” (Figuras 6c e 6d).

O gráfico de valores próprios na Figura 6a mostra que os dois primeiros eixos, quer dizer os eixos que definem o plano A1-A2 ou plano principal, explicam aproximadamente 75% da informação total. Considerou-se, por isso, que era suficiente a informação fornecida pelos eixos A1 e A2 para a selecção das amostras representativas.

O círculo das correlações na Figura 6b apresenta as correlações entre as nove propriedades seleccionadas e as duas primeiras componentes principais. Tendo em conta que uma variável é tanto melhor representada no plano quanto mais próxima estiver do círculo, pode-se concluir, com base na observação da Figura 6b, que:

- %argila, w_L e w_P são variáveis bem representadas no plano principal;
- %finos, w_S , I_P e S_t são variáveis razoavelmente representadas no plano principal;
- A_c e I_e são variáveis mal representadas no plano principal.

Para um dado eixo, as variáveis que têm os coeficientes mais elevados (em valor absoluto) são as que contribuem mais para a formação desse eixo. Assim, são as variáveis %argila, w_L , I_P e S_t que mais contribuíram para a formação da primeira componente principal A1. A variável w_S foi a que mais contribuiu para a formação da segunda componente principal A2.

As variáveis mais ligadas ao eixo A1 são as que caracterizam a “qualidade” das amostras. As variáveis %argila, w_L , I_P e S_t situam-se sensivelmente na mesma direcção e no mesmo sentido. Isso significa que o valor absoluto destas variáveis aumenta quando a outra também aumenta, o que confirma os resultados obtidos no estudo da correlação linear entre estas variáveis. Considerando a organização das variáveis no círculo das correlações, por um lado, e a experiência geotécnica existente, por outro, conclui-se que os solos amostrados situados à direita do eixo A2 são potencialmente mais adequados para a construção das barreiras minerais dos aterros de resíduos. Com efeito, é bem conhecido que a um aumento da %argila, da plasticidade e da superfície específica, corresponde uma diminuição da condutividade hidráulica e da taxa de migração dos poluentes através dos solos.

A variável w_S é a que está mais ligada ao segundo eixo e caracteriza a retracção do solo, mas não está praticamente correlacionada com as variáveis que mais contribuíram para o “eixo da qualidade” das amostras. Este comportamento é coerente com as conclusões formadas a partir da análise da Tabela 22.

Por outro lado, as variáveis %finos e w_P contribuem quase tanto para o eixo A1 como para o eixo A2. As variáveis A_c e I_e estando mal representadas no plano A1-A2, seria necessário

estudá-la noutros planos, por exemplo o plano A3-A4, complementar do plano A1-A2. Todavia, e visto que essa análise não é fundamental para atingir o objectivo pretendido, não foi estudada.

Os planos factoriais A1-A2 nas Figuras 6c e 6d ilustram a repartição das amostras. As amostras foram codificadas em função da presença ou ausência de montmorilonite (Figura 6c) e em função da idade geológica (Figura 6d). Os gráficos indicam que:

- i. a presença ou ausência da montmorilonite contribuiu fortemente para a distribuição das amostras;
- ii. o período de formação dos solos não foi importante na distribuição das amostras.

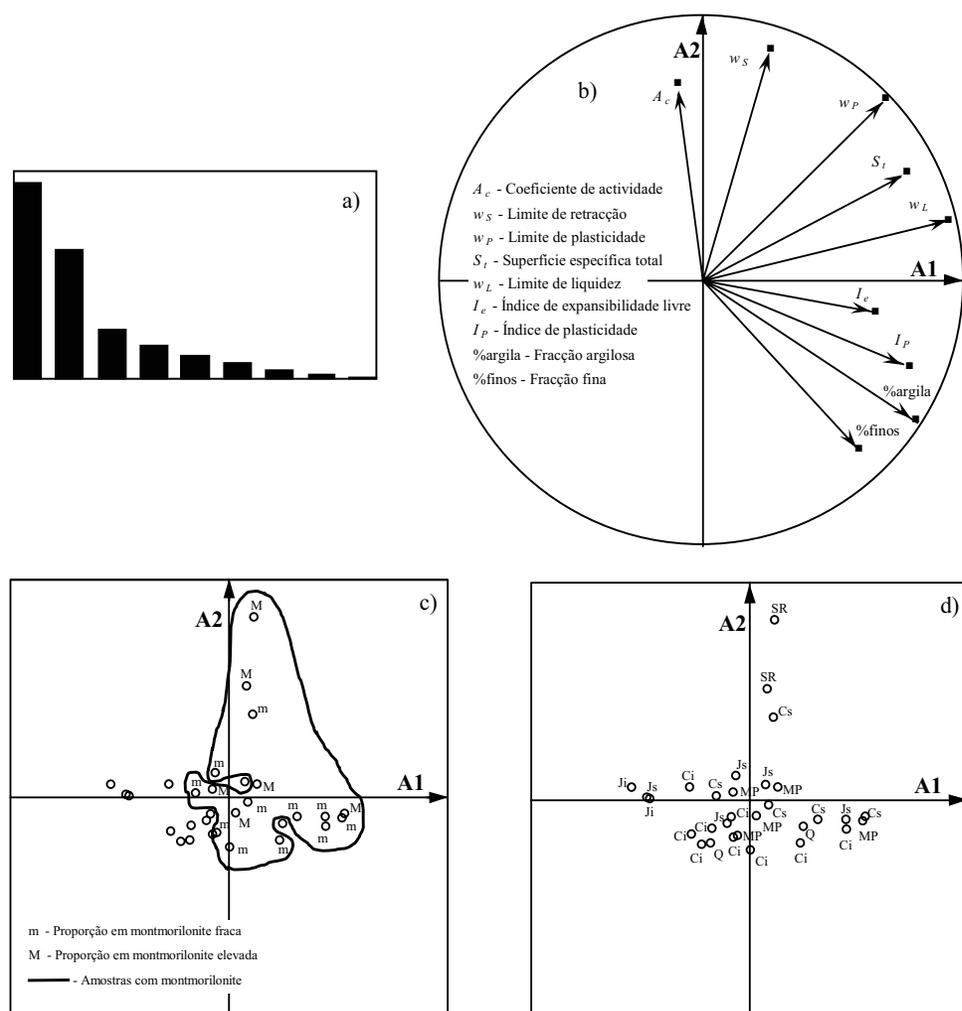


Figura 6 – Resultados da análise em componentes principais: a. gráfico dos valores próprios; b. círculo das correlações; c. plano factorial A1-A2 das amostras classificadas em função do teor em montmorilonite; d. plano factorial A1-A2 das amostras classificadas em função da idade geológica.

Com efeito, a Figura 6c evidencia que as amostras codificadas a partir da presença ou ausência de montmorilonite ocupam duas zonas em posições sensivelmente opostas. Pelo contrário, a codificação das amostras em função da idade geológica não mostrou qualquer tendência.

A concatenação de toda a informação retirada da ACP, cruzada com a experiência já existente ao nível do desempenho das barreiras minerais construídas a partir dos solos argilosos, permitiu definir a metodologia e os critérios necessários à selecção de amostras representativas.

Numa primeira fase, procedeu-se ao agrupamento das amostras em quatro famílias, tal como ilustra a Figura 7. Admite-se que as amostras pertencentes a uma mesma família apresentem um desempenho hidrogeoquímico semelhante. A delimitação de cada família de amostras foi efectuada com base em meios visuais e não a partir de um qualquer tratamento matemático ou informático. As delimitações tiveram apenas como objectivo facilitar a identificação gráfica das amostras pertencentes a cada uma das famílias.

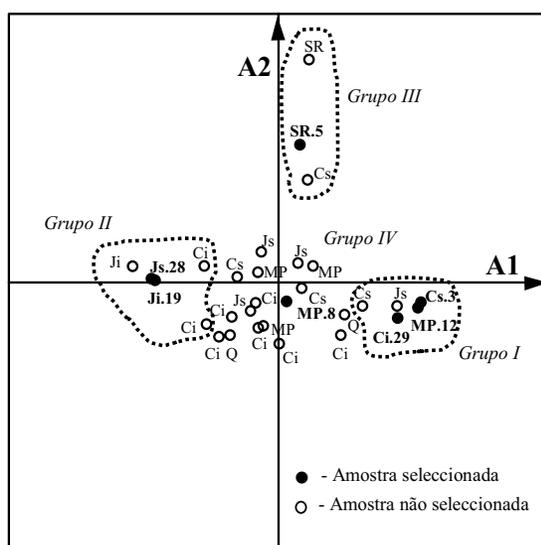


Figura 7 – Agrupamento das amostras em quatro famílias principais.

As quatro principais famílias são as seguintes:

Grupo I – A este grupo pertencem as amostras com propriedades geotécnicas potencialmente mais favoráveis à construção de barreiras minerais com condutividade hidráulica mais fraca e melhor desempenho na minimização do transporte dos poluentes. A este grupo pertencem as amostras MP.12, Cs.3, Ci.14, Ci.29 e Js.17.

Grupo II – Neste grupo estão as amostras com propriedades geotécnicas potencialmente menos favoráveis à construção de barreiras minerais com condutividade hidráulica inferior ao que é habitualmente prescrito, ou seja 1×10^{-9} m/s, e com desempenho hidrogeoquímico capaz de minimizar o transporte dos poluentes. Pertencem a este grupo as amostras: Ci.25, Ci.27, Js.28, Ji.19 e Ji.20.

Grupo III – A este grupo pertencem as amostras que mais se demarcaram do eixo principal A1, isto é, as amostras Cs.1, SR.5 e SR.6. É provável que as amostras pertencentes a

este grupo apresentem propriedades geotécnicas mais favoráveis à construção de barreiras minerais com condutividade hidráulica mais fraca e maior capacidade de minimizar o transporte dos poluentes do que as amostras pertencentes ao Grupo II.

Grupo IV - Neste grupo estão as 17 amostras restantes. Dado o posicionamento deste grupo em relação aos outros três, admite-se que o comportamento hidrogeoquímico destas amostras se caracterizará por um comportamento intermédio ao das amostras que integram os Grupos I, II e III. Caso esta hipótese se verifique, a condutividade hidráulica e o desempenho hidrogeoquímico destas amostras deverão ser intermédios aos das amostras pertencentes aos Grupos I, II e III.

Na segunda fase procedeu-se à selecção de amostras representativas em cada uma das famílias identificadas na primeira fase. As amostras seleccionadas para a realização do estudo da condutividade hidráulica, compatibilidade solo-lixiviado, transporte advectivo e transporte difusivo, a apresentar em próximos números desta revista como foi oportunamente mencionado, foram as seguintes:

Grupo I - MP.12, Cs.3 e Ci.29;

Grupo II - Js.28 e Ji.19;

Grupo III - SR.5;

Grupo IV - MP.8.

A Figura 7 mostra o posicionamento relativo das amostras seleccionadas na população global e nas quatro famílias representadas. Seleccionou-se um maior número de amostras no Grupo I, de forma a se privilegiar as amostras com propriedades geotécnicas potencialmente mais favoráveis à construção de barreiras minerais com condutividade hidráulica fraca e maior desempenho na minimização do transporte dos poluentes.

6 – CONCLUSÕES

Tendo em vista a preparação de lixiviados em laboratório que simulassem as características dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos, procedeu-se, com base numa pesquisa bibliográfica exaustiva, à elaboração de uma base de dados com as espécies químicas inorgânicas geralmente presentes nos lixiviados destes aterros e à identificação das principais características químicas destes lixiviados. As composições químicas dos dois lixiviados simulados em laboratório, um ácido ($\text{pH} = 4,6$) e o outro neutro a ligeiramente alcalino ($\text{pH} = 7,2$), foram estabelecidas considerando: as espécies químicas representativas dos lixiviados produzidos nos aterros de resíduos sólidos urbanos; as concentrações químicas representativas destas espécies; a evolução do pH dos lixiviados ao longo das fases de exploração e pós-encerramento dos aterros de resíduos; a mobilidade dos poluentes nos solos; a influência do pH do lixiviado na mobilidade dos poluentes; a competição iónica entre as espécies químicas no solo e as transportadas pelo lixiviado; e a influência da concentração química do lixiviado na estabilidade do sistema solo-lixiviado. Os sais seleccionados para a preparação dos dois lixiviados foram os seguintes: cloreto de amónio (NH_4Cl), brometo de zinco (ZnBr_2), cloreto de magnésio ($\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$), sulfato de magnésio (MgSO_4), brometo de cádmio ($\text{CdBr}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$), cloreto de cálcio ($\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), hidróxido de sódio (NaOH), hidróxido de potássio (KOH) e brometo de cobre (CuBr_2) (este sal não fez parte do lixiviado neutro a ligeiramente alcalino devido à precipitação química do cobre para o pH alcançado). De acordo com a classificação da mobilidade das espécies químicas nos solos indicada na bibliografia, as espécies seleccionadas distribuem-se em três grupos principais: os cloretos, brometos, sulfatos e o cálcio (no caso de o cálcio ser predominante no complexo de troca iónica do solo, pode ser eluviado) pertencem às espécies de mobilidade elevada; o

amónio, magnésio, potássio e cádmio às espécies de mobilidade moderada; e o sódio (no caso de o sódio estar presente no lixiviado em concentrações fracas, a sua mobilidade pode ser elevada), o cobre e o zinco às espécies de mobilidade fraca a muito fraca.

Procedeu-se igualmente à apresentação da metodologia que permitiu seleccionar e amostrar as principais formações argilosas portuguesas com potencial para constituírem uma área de empréstimo para a construção de barreiras minerais com condutividade hidráulica inferior ou igual a 1×10^{-9} m/s. A maior parte das amostras foram recolhidas nas formações sedimentares que vão do Secundário ao Quaternário e situam-se nas bordaduras meso-cenozóicas ocidental e meridional. Os resultados da caracterização dos solos amostrados no que se refere à mineralogia, composição química, granulometria, plasticidade, densidade das partículas, expansibilidade livre, superfície específica, capacidade de troca catiónica, pH do solo e condutividade eléctrica da solução do solo mostraram que estes cobriam uma vasta gama de características geotécnicas. O tratamento estatístico destas propriedades pela técnica da análise em componentes principais revelou-se adequado na selecção de amostras representativas da população inicialmente recolhida. Identificaram-se quatro famílias principais e seleccionaram-se amostras representativas a partir de cada uma das famílias, num total de sete. Esta redução no número de amostras era imposta pela maior complexidade, morosidade e custo dos ensaios necessários ao estudo da migração advectiva e difusiva dos poluentes através dos solos previsto para a segunda parte do programa de investigação.

AGRADECIMENTOS

O autor deseja manifestar o seu agradecimento à Fundação para a Ciência e a Tecnologia pelo apoio financeiro concedido a este estudo, através do Programa PRAXIS XXI, processo BD/2689/94. Agradecimentos são também devidos à Embaixada de França em Portugal e à Fundação para a Ciência e a Tecnologia pelo apoio financeiro concedido a este estudo, através do Programa de Cooperação Científico e Técnico Luso-Francês, Projecto 3N3.052.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Armstrong, J.C., Petry, T.M. (1986). Significance of specimen preparation upon soil plasticity. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, vol. 9, n.º 3, p. 147-153.
- Bagchi, A. (1994). *Design, construction, and monitoring of landfills*. 2nd edition. New York: John Wiley & Sons. 361 p.
- Balacó Moreira, J.C. (1974). Substâncias minerais não-metálicas do distrito de Aveiro. Contribuição para o conhecimento das suas indústrias extractiva e transformadora. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, vol. XXIII, fasc. 1-2, p. 35-89.
- Barbosa, B.P. (1985). Os sedimentos da coluna cretácica de Aveiro-Vagos. Análise da evolução granulométrica, mineralógica e química aplicada às argilas para fins cerâmicos. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, tomo 27, p. 99-104.
- Barone, F.S. (1990). *Determination of diffusion and adsorption coefficients for some contaminants in clayey soil and rock: laboratory determination and field evaluation*. PhD Thesis: University of Western Ontario, London. 325 p.
- Botelho da Costa, J. (1995). *Caracterização e constituição do solo*. 5.^a edição. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian. 527 p.
- Bowles, J.E. (1984). *Physical and geotechnical properties of soils*. 2nd edition. New York: McGraw-Hill. 578 p.
- Bruckert, S., Rouiller, J. (1994). Mécanismes de régulation du pH des sols. In *Constituants et propriétés du sol*. 2^{ème} édition. Edité pour M. Bonneau et B. Souchier, Paris: Masson, p. 511-524.

- Casal Moura, A.A., Grade, J.M.C. (1983). Argilas da região de Aveiro-Ílhavo-Vagos. Considerações sobre os pontos de vista químico-mineralógico e tecnológico. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, vol. XXV, fasc. 3-4, p. 135-146.
- Cavalcante Rocha, J. (1995). *Traitement des sables à la bentonite pour la constitution de la barrière de sécurité passive des centres de stockage de déchets*. Thèse Génie Civil - Sols: Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. 222 p.
- Chamayou, H., Legros, J.-P. (1989). *Les bases physiques, chimiques et minéralogiques de la science du sol*. Paris: Presses Universitaires de France. 593 p.
- Clark, R.G. (1998). Long term behaviour and risk assessment of containment systems. *Proceedings of the 3rd International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa*, vol. 3, p. 1101-1124.
- Clement, B., Delolme, C., Winiarski, T. et al. (1993). The risks of contamination by leachates of fresh water ecosystems. *Proceedings of the 4th International Landfill Symposium Sardinia '93, Cagliari*. Cagliari: CISA, p. 1155-1166.
- Cokca, E., Birand, A. (1993). Determination of cation exchange capacity of clayey soils by the methylene blue test. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, vol. 16, n.º 4, p. 518-524.
- C.T.C.V. (1992). *Estudo de caracterização de matérias primas, Quinta da Queijeira, Azambuja*. Coimbra: Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro, Relatório n.º 6/92. 15 p.
- Daniel, D.E. (1998). Landfills for solid and liquid wastes. *Proceedings of the 3rd International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa*, vol. 4, p. 1231-1246.
- Davis, S.N., Thompson, G.M., Bentley, H.W. et al. (1980). Ground-water tracers – a short review. *Ground Water*, vol. 18, n.º 1, p. 14-23.
- Dowdy, R.H., Volk, V.V. (1983). Movement of heavy metals in soils. *In Proceedings of the American Society of Agronomy and the Soil Science Society of America Journal*, 29 nov. - 3 dec. 1981, Atlanta, p. 229-239.
- Dunn, R.J. (1983). *Hydraulic conductivity of soils in relation to the subsurface movement of hazardous wastes*. PhD Thesis: University of California, Berkeley. 338 p.
- Ehrig, H.-J. (1989). Leachate quality. *In Sanitary landfilling: Process, technology and environmental impact*. Edited by Thomas H. Christensen, Raffaello Cossu and Rainer Stegmann, London: Academic Press, p. 213-229.
- Elliott, H.A., Liberati, M.R., Huang, C.P. (1986). Competitive adsorption of heavy metals by soils. *Journal of Environmental Quality*, vol. 15, p. 214-219.
- Evans, J.C., Sambasivam, Y., Zarlinski, S. (1990). Attenuating materials in composite liners. *In Waste containment systems: construction, regulation, and performance, Geotechnical Special Publication n.º 26*. Edited by R. Bonaparte, New York: ASCE, p. 246-263.
- Farrar, D.M., Coleman, J.D. (1967). The correlation of surface area with other properties of nineteen british clay soils. *Journal of Soil Science*, vol. 18, p. 118-124.
- Galopim De Carvalho, A.M. (1970). Sobre a existência de bentonite em Portugal. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, vol. XIX, fasc. 3-4, p. 297-308.
- Gill, W.R., Reaves, C.A. (1957). Relationships of Atterberg limits and cation-exchange capacity to some physical properties of soil. *Soil Science Society of America Proceedings*, vol. 21, p. 491-494.
- Gillott, J.E. (1987). *Clay in engineering geology*. Amsterdam: Elsevier Science Publishers. 468 p.
- Gomes, C.F. (1986). *Argilas. O que são e para que servem*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian. 457 p.
- Grade, J.M.C., Casal Moura, A.A. (1985). *Catálogo de argilas portuguesas utilizadas na indústria cerâmica*. Lisboa: Direcção Geral de Geologia e Minas do Ministério da Indústria e Energia. 174 p.

- Grade, J.M.C., Casal Moura, A.A. (1987). Argilas da região de Bragança. Alguns aspectos químico-mineralógicos e tecnológicos. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, tomo 29, p. 53-57.
- Gromadecki, F. (1995). Changing of leachate-properties of newer sanitary landfills and the importance for treatment. *Proceedings of the 5th International Landfill Symposium Sardinia '95, Cagliari*. Cagliari: CISA, p. 391-395.
- Harter, R.D. (1983). Effect of soil pH and adsorption of lead, copper, zinc, and nickel. *Soil Science Society of America Journal*, vol. 47, p. 47-51.
- Holtz, W.G., Gibbs, H.J. (1956). Engineering properties of expansive clays. *Transactions*, ASCE, vol. 121, p. 641-677.
- Johnson, G.W., Crumley, W.S., Boutwell, G.P. (1990). Field verification of clay liner hydraulic conductivity. *In Waste containment systems: construction, regulation, and performance, Geotechnical Special Publication n.º 26*. Edited by R. Bonaparte, New York: ASCE, p. 226-245.
- Knox, R.C., Sabatini, D.A., Canter, L.W. (1993). *Subsurface transport and fate processes*. Boca Raton: Lewis Publishers. 430 p.
- Lapa, A.J.R. (1965). A bentonite. *Boletim de Minas*, vol. 2, n.º 4, p. 221-235.
- Lautrin, D. (1987). Une procédure rapide d'identification des argiles. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, vol. 152, p. 75-84.
- Leroueil, S., Le Bihan, J.P., Bouchard, R. (1992). Remarks on the design of clay liners used in lagoons as hydraulic barriers. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, p. 512-515.
- Locat, J., Lefebvre, G., Ballivy, G. (1984). Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 21, p. 530-540.
- Magnan, J.-P., Youssefian, G. (1989). Essai au bleu de méthylène et classification géotechnique des sols. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n.º 159, p. 93-104.
- Manuppella, G., Balacó Moreira, J.C., Graça Costa, J.R. (1976). Substâncias minerais não-metálicas do distrito de Leiria. Contribuição para o conhecimento das suas indústrias extractiva e transformadora. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, vol. XIX, fasc. 3-4, p. 323-361.
- Manuppella, G., Balacó Moreira, J.C., Serrano, L. et al. (1977). Argilas da região entre Rio Maior e Alcobaça (Sinclinal de A-dos-Francos). *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, vol. XXIII, fasc. 3-4, p. 147-202.
- Manuppella, G., Balacó Moreira, J.C., Moura, A.A. et al. (1985). Contribuição para o conhecimento das argilas do Algarve. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, tomo 27, p. 59-76.
- Martins, A.A.A. (1992). *Génese e evolução de solos derivados de granitos. Estudo de uma climo-sequência no Norte de Portugal*. Tese de doutoramento: Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, 620 p.
- Martins de Carvalho, P.S., Conde, L.N. (1970). Estudo geológico de alguns barreiros da região de Monte Real. *Boletim de Minas*, vol. 7, n.º 2, p. 113-130.
- Moreira, J.D.D., Pedroso Lima, L.M. (1987). Prospecção geoelectrica de argilas de Trás-os-Montes. Zona de Palaçoulo (Miranda do Douro). *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, tomo 29, p. 71-84.
- Pereira, E.V. (1994). Microscopia electrónica de varrimento (MEV). *In: Curso técnicas de caracterização química e físico-química de materiais*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, p. 11.1-11.18.
- Pereira, V.B. (1992). Nota sobre prospecção de bentonites. Áreas de ocorrência e resultados. *Boletim de Minas*, vol. 29, n.º 4, p. 375-380.

- Pereira, V.B. (1993). Prospecção de bentonites. Referência aos trabalhos realizados e resultados obtidos. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, tomo 35, p. 35-54.
- Pereira, V.M.C. (1970). Substâncias minerais do distrito de Faro. Contribuição para o seu conhecimento. *Estudos, Notas e Trabalhos*, Serviço de Fomento Mineiro, vol. XIX, fasc. 3-4, p. 323-361.
- Phadungchewit, Y. (1990). *The role of pH and soil buffer capacity in heavy metal retention in clay soils*. PhD Thesis: McGill University, Montreal. 180 p.
- Popescu, M. (1983). Correlations between the index properties and swelling-shrinking. Characteristics of active clays. *Proceedings of the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa*, vol. 1, p. 71-75.
- Rhoades, J.D. (1982). Cation exchange capacity. *In Methods of soil analysis. Part 2: Chemical and microbiological properties, Agronomy monographs n.º 9*. 2nd edition. Edited by A.L. Page, Madison: American Society of Agronomy, p. 149-157.
- Roque, A.J. (2001). *Transfert advectif et diffusif de polluants inorganiques dans les barrières d'étanchéité minérales présentes dans les Centres de Stockage de Déchets. Application aux sols fins portugais*. Thèse Génie Civil – Sols. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, France. 697 p.
- Salim, I.A. (1994). *Modeling the sorption and transport of heavy metals through landfill clay liners*. PhD Thesis: Wayne State University, Detroit. 236 p.
- Shackelford, C.D. (1988). *Diffusion of inorganic chemical wastes in compacted clay*. PhD Thesis: University of Texas, Austin, 449 p.
- Sonnevelt, C., Van Den Ende, J. (1971). Soil analysis by means of a 1:2 volume extract. *Plant Soil*, n.º 35, p. 505-516.
- Sridharan, A., Rao, S.M., Murthy, N.S. (1986). Liquid limit of montmorillonite soils. *Geotechnical Testing Journal*, ASCE, vol. 9, n.º 3, p. 156-159.
- Sridharan, A., Rao, S.M., Murthy, N.S. (1988). Liquid limit of kaolinitic soils. *Géotechnique*, vol. 38, n.º 2, p. 191-198.
- Thioulouse, J., Chessel, D., Doledec, S. et al. (1997). *ADE-4: a multivariate analysis and graphical display software*. Lyon: Institut d'Analyse des Systèmes Biologiques et Socio-Economiques, Université Claude Bernard-Lyon I, pagination multiple.
- Thomas, G.W. (1982). Exchangeable cations. *In Methods of soil analysis. Part 2: Chemical and microbiological properties, Agronomy monographs n.º 9*. 2nd edition. Edited by A.L. Page, Madison: American Society of Agronomy, p. 159-165.
- van Breemen, N., Wielemaker, W.G. (1974). Buffer intensities and equilibrium pH of minerals and soils: I. The contribution of minerals and aqueous carbonate to pH buffering. *Soil Science Society of America Proceedings*, vol. 38, p. 55-60.
- van Impe, W.F. (1998). Environmental geotechnics: ITC 5 activities – state-of-the-art. *Proceedings of the 3rd International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa*. Rotterdam: A.A. Balkema, vol. 4, p. 1163-1187.
- Williams, P.T. (1998). *Waste treatment and disposal*. New York: John Wiley & Sons. 417 p.
- Winiarski, T. (1994). *Analyse systémique du fonctionnement de l'interface système naturel et système anthropisé. Exemple de l'interface décharge/aquifère*. Thèse – Analyse et Modélisation des Systèmes Biologiques: Université Claude Bernad-Lyon I, Lyon. 184 p.
- Yong, R.N., Phadungchewit, Y. (1993). pH influence on selectivity and retention of heavy metals in some clay soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 30, p. 821-833.
- Zimmie, T.F., Doynow, J.S., Wardell, J.T. (1981). Permeability testing of soils for hazardous waste disposal sites. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm*, vol. 2, p. 403-406.



PAULO JOSÉ DA VENDA OLIVEIRA
nasceu em 1965, em Leiria

Obteve a Licenciatura em Engenharia Civil pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), em 1988. Em 1992, obteve o grau de Mestre em Mecânica de Solos pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), com a dissertação “*Algumas características do comportamento de um solo de baixa plasticidade*”, premiada, no biénio 1991-92, com a Menção Honrosa pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Em 2001, obteve o grau de Doutor em *Ciências de Engenharia – Especialidade de Fundações e Geotecnia*, pela Universidade de Coimbra, com a tese de doutoramento “*Aterros sobre solos moles – modelação numérica*”, premiada, no quadriénio 2000-03, com o Prémio Manuel Rocha – Menção Honrosa pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Iniciou a sua actividade profissional no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra em 1988, no Laboratório de Geotecnia, como Assistente Estagiário. Presentemente é Professor Auxiliar no mesmo Departamento. Ao longo da sua actividade docente tem leccionado fundamentalmente disciplinas da área da geotecnia, em particular: Teoria de Fundações, Mecânica dos Solos I e II, Complementos de Mecânica dos Solos e Geotecnia Aplicada.

Desde o ano lectivo 2003-2004, tem sido docente do Curso de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica promovido conjuntamente pela faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC) e pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), tendo colaborado na docência das disciplinas de Complementos de Mecânica dos Solos, Mecânica dos Solos do Estado Crítico, Projecto Assistido por Ensaios I e Aterros para Obras Viárias.

É autor ou co-autor de 14 publicações em actas de eventos nacionais e internacionais e revistas. Foi co-orientador de uma tese de Mestrado intitulada “*Efeitos diferidos no tempo associados à escavação de túneis superficiais*”, sendo no presente orientador de uma tese de doutoramento na área do *Deep Mixing*. Foi arguente da tese de Mestrado “*Comportamento do solo microreforçado com fibras sintéticas de pequeno comprimento*” e da tese de Doutoramento “*Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda*”.

Complementarmente à sua actividade docente, tem efectuado alguns trabalhos de consultadoria, na área da estabilização de taludes e de estruturas de suporte de terras.

No presente desempenha as funções de Secretário Geral da Assembleia Geral da Sociedade Portuguesa de Geotecnia e de Coordenador da 8.^a edição do curso de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica promovido conjuntamente pela FCTUC e pela FEUP.

MIT-E3: MODELO CONSTITUTIVO PARA ARGILAS. FORMULAÇÃO, POTENCIALIDADES E LIMITAÇÕES

Mit-E3: Constitutive model for clays formulation, capacities and limitations

Paulo José da Venda Oliveira*

RESUMO – Neste artigo apresenta-se a formulação do modelo constitutivo MIT-E3, sendo um dos modelos mais evoluídos para a simulação do comportamento de argilas normalmente consolidadas e moderadamente sobreconsolidadas. São apresentadas as principais características do modelo e a sua formulação matemática, a qual é subdividida em termos de comportamento normalmente consolidado e sobreconsolidado.

As capacidades e limitações do modelo são ilustradas através da simulação de ensaios laboratoriais: ensaio de descarga em K_0 , ensaio unidimensional de deformação controlada (CRS), ensaios triaxiais não drenados e ensaios de corte simples não drenados.

Finalmente, o modelo é aplicado na simulação de um aterro experimental realizado sobre um depósito constituído por argila "Boston Blue Clay", estabelecendo-se o confronto com o comportamento observado "in-situ" e com uma análise numérica efectuada com o modelo Cam Clay Modificado (CCM), em termos da evolução temporal dos assentamentos, das deformações laterais e dos acréscimos das pressões de água nos poros. Também se comparam os resultados provenientes de ambas as análises numéricas (CCM e MIT-E3) em termos da extensão das zonas em cedência, das isolinhas dos acréscimos das tensões efectivas verticais e horizontais, das isolinhas dos acréscimos das pressões intersticiais e das direcções das tensões principais.

SYNOPSIS – This paper presents the constitutive MIT-E3 model, which is one of the most elaborated models for the simulation of the mechanical behaviour of normally consolidated and moderately overconsolidated clays. The main characteristics of the mathematical formulation of the model are presented, subdivided in terms of normally consolidated and overconsolidated behaviour.

Model predictive capabilities and limitations are illustrated by comparison with laboratory tests data presented in the bibliography: unloading in K_0 conditions, CRS test, triaxial undrained tests and simple shear undrained tests.

Finally, the model is applied for the simulation of the behaviour of a trial embankment built over a deposit of "Boston Blue Clay". The numerical results are compared with de field data and with the numeric analyses made with the Modified Cam Clay model (MCC).

Both numeric analyses (MCC and MIT-E3) are compared in terms of yield area, of the lines of equal contours of the increments of vertical and horizontal effective stresses, of the lines of equal contours of increments of pore pressures and the principal stresses directions.

1 – INTRODUÇÃO

A maioria dos depósitos de argilas naturais existentes sobre a superfície terrestre encontram-se num estado levemente sobreconsolidado, em resultado da actuação dos seguintes factores: erosão, escavação, variações de nível freático, dissecação, consolidação secundária e cimentação, etc.

*Professor Auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC).
E-mail: pjvo@dec.uc.pt

A generalidade dos modelos mais utilizados para simular o comportamento destes solos admitem que os solos se regem por leis elastoplásticas e isotrópicas, pressupõem leis de endurecimento isotrópicas, leis de escoamento plástico associadas e assumem para critério de rotura as condições referentes ao estado crítico. Nestes modelos, o estado sobreconsolidado é definido por um ponto no interior da superfície de cedência, a que corresponde o estado normalmente consolidado, pelo que o grau de sobreconsolidação está directamente relacionado com a distância a esta. No interior da superfície de cedência, o comportamento é reproduzido por uma lei elástica, quase sempre linear, obtendo-se por este facto trajectórias de tensões completamente reversíveis, naturalmente sem geração de deformações plásticas residuais. Estes modelos também não associam o comportamento volumétrico e distorcional no interior da superfície de cedência, pelo que em condições não drenadas e no interior desta, as tensões distorcionais geradas não induzem variações de pressões de água nos poros (Whittle e Kavvadas, 1994).

Os primeiros modelos baseados nos pressupostos citados, datam da década de sessenta, após cerca de quinze anos de investigação do grupo de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge, sendo denominados por Cam Clay (CC) e Cam Clay Modificado (CCM). O modelo CCM tem vindo a ser implementado em muitos programas comerciais, sendo actualmente um dos modelos mais utilizados em geotecnia. Em 1968 Roscoe e Burland propuseram a revisão do modelo CCM, passando a designar-se por modelo "Cam Clay Modificado Revisto", tendo como principal evolução a geração de deformações distorcionais plásticas no interior da superfície de cedência. Mais tarde, esta importante característica foi também simulada com a associação dos modelos CCM e Von Mises (VM), passando este modelo composto a ter uma superfície de cedência dupla, controlando a superfície referente ao modelo VM a geração de deformações não recuperáveis durante a fase sobreconsolidada (Borja et al., 1990).

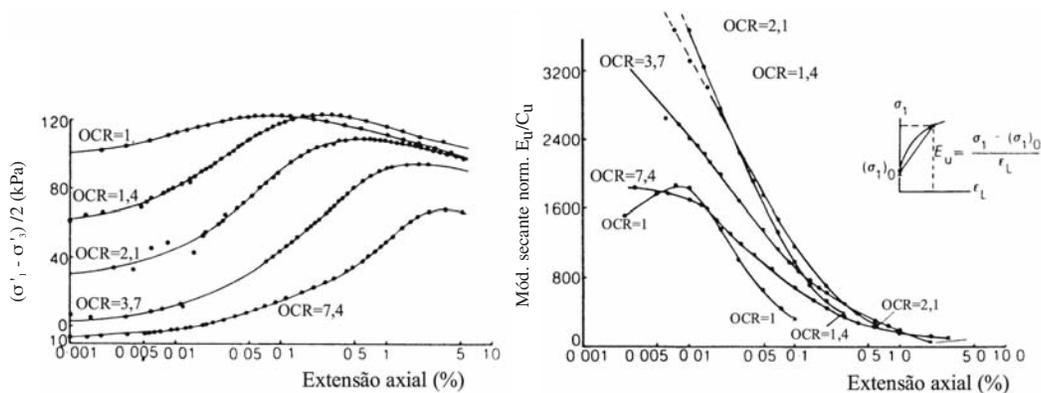
Nos anos oitenta, o "Laboratoire Central des Ponts et Chaussées" desenvolveu o modelo "Melanie", adequado para simular o comportamento de argilas moles naturais não remexidas (Magnan, 1986), apresentando duas importantes inovações relativamente aos modelos de "Cambridge": comportamento anisotrópico e lei de fluxo não associada.

Em 1987, Whittle apresentou o modelo MIT-E3, um modelo muito "sofisticado" que permite simular as principais características do comportamento de argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas ($OCR < 8$), correspondendo à evolução dos modelos MIT-E1 e MIT-E1(R2) desenvolvidos para argilas normalmente consolidadas. Ao longo do presente artigo serão descritas as características, potencialidades e limitações do modelo MIT-E3, utilizando-se para tal um programa plano de elementos finitos desenvolvido na FCTUC (Venda Oliveira, 2000) que permite a realização de análises elastoplásticas com consolidação acoplada.

2 – COMPORTAMENTO DE ARGILAS SOBRECONSOLIDADAS – Pressupostos experimentais

A investigação laboratorial desenvolvida ao longo das últimas décadas tem contribuído para a padronização do comportamento dos solos, o que permitiu o desenvolvimento de modelos constitutivos mais representativos do comportamento dos solos. Em termos de argilas sobreconsolidadas, o trabalho experimental revelou os seguintes aspectos:

- i) A generalidade dos solos sobreconsolidados exhibe comportamento não linear mesmo para reduzidos níveis de deformação, como atestam as investigações de Jardine et al. (1984), representadas na Figura 1, sendo a correcta modelação destas não linearidades iniciais fundamental para a "realista" previsão do comportamento.



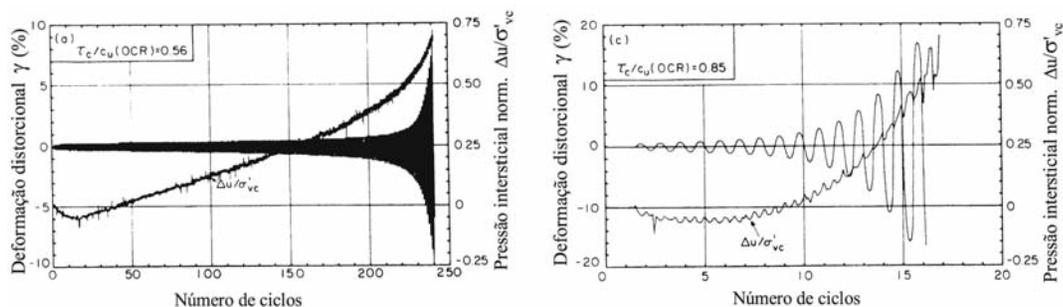
a) Diagrama $t - \epsilon_a(\%)$.

b) Diagrama $E_u/C_u - \epsilon_a(\%)$.

Fig. 1 – Resultados com a argila "North Sea Clay" (Jardine et al., 1984).

ii) Resultados de ensaios drenados realizados por Tavenas et al. (1979) evidenciam que a localização da superfície de cedência é um dos pontos fulcrais na caracterização de um modelo elastoplástico, devido à repentina variação de comportamento após o ponto de cedência.

iii) Resultados de ensaios cíclicos de carga realizados por Azzouz et al. (1989), em condições não drenadas, com a argila "Boston Blue Clay" (BBC) para dois estados sobreconsolidados com OCR de 1,38 e 2 (Fig. 2) mostram que a variação cíclica de carga induz o aumento das pressões intersticiais, com a conseqüente diminuição da tensão efectiva, podendo este facto conduzir à rotura. Assim, é fundamental a associação do comportamento volumétrico e distorcional para a modelação do comportamento de argilas sobreconsolidadas sujeitas a cargas cíclicas, independentemente do nível de tensão.



a) OCR = 1,38.

b) OCR = 2,0.

Fig. 2 – Resultados de ensaios cíclicos de carga com a argila BBC (Azzouz et al., 1989).

iv) Resultados de Whittle (1987) sugerem que os comportamentos respeitantes à descarga e à recarga de uma argila em corte drenado ou compressão hidrostática apresentam características similares, nomeadamente: (1) uma resposta mais rígida que a obtida na curva de carga primária; (2) comportamento tensão-deformação histerético; (3) existência de reduzidas deformações não recuperáveis num ciclo de descarga/recarga; (4) transição suave entre a curva de recarga e a curva de carga primária (correspondente ao estado normalmente consolidado).

Estas importantes características do comportamento das argilas sobreconsolidadas são de complexa modelação, não sendo reproduzidas por alguns modelos elastoplásticos, tais como CC, CCM, Melanie e CCM/VM.

Com o aparecimento do modelo MIT-E3 abriram-se novas fronteiras na modelação numérica, sendo possível a análise de obras de grande complexidade com maior precisão, dado este modelo ser capaz de simular importantes aspectos do comportamento de argilas normalmente consolidadas ou moderadamente sobreconsolidadas, nomeadamente:

- i) comportamento anisotrópico baseado em condições K_0 , dependendo a orientação das superfícies de cedência do coeficiente de impulso em repouso referente ao estado normalmente consolidado, K_0^{nc} ;
- ii) critério de rotura de acordo com as condições do estado crítico;
- iii) possibilidade de rotação das direcções de anisotropia e simulação do fenómeno de amolecimento em condições não drenadas, estabelecendo-se para esse efeito apropriadas leis de endurecimento;
- iv) definição do comportamento de argilas sobreconsolidadas pelo grau de sobreconsolidação (OCR) e pela especificação se o estado de tensão corrente corresponde a uma trajectória de descarga ou de recarga;
- v) comportamento histerético não perfeito, com a geração de deformações plásticas num ciclo de descarga/recarga, sendo o modelo histerético perfeito utilizado para determinar a rigidez e as não linearidades imediatamente a seguir ao ponto de inversão de carga;
- vi) consideração de uma superfície de plasticidade limite, a qual gera o aparecimento de deformações plásticas num ciclo de descarga/recarga, devido à associação entre o comportamento volumétrico e distorcional;
- vii) transição suave do estado sobreconsolidado para o estado normalmente consolidado.

Nos pontos seguintes apresenta-se a formulação necessária para a implementação destas características, sendo esta subdividida em termos de comportamento normalmente consolidado e sobreconsolidado.

3 – MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NORMALMENTE CONSOLIDADO

A descrição do comportamento do solo normalmente consolidado é feita através de um modelo elastoplástico, com o qual é possível reproduzir o comportamento anisotrópico em condições " K_0 " e a sua evolução com os carregamentos subsequentes e, ainda, o fenómeno de amolecimento que é observado experimentalmente para certos modos de deformação.

Como em qualquer outro modelo elastoplástico, também neste o incremento total das deformações é composto por uma parcela elástica e outra plástica.

A componente elástica é dependente do incremento da tensão efectiva e calculada através da lei de Hooke generalizada. A componente plástica é determinada recorrendo à teoria incremental da plasticidade, o que exige a definição de uma função de cedência, de leis de endurecimento do material e de uma função de potencial plástico.

3.1 – Função de cedência

A função de cedência, cuja representação no espaço das tensões definido por seis dimensões tem a forma de um elipsóide inicialmente orientado segundo a direcção de consolidação (Fig. 3), é expressa pela equação:

$$F = -c^2 p' (2\alpha' - p') + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{b_i\})^2 = 0 \quad (1)$$

representando:

- c - o coeficiente dos semi-eixos do elipsóide, sendo um parâmetro do material;
- α' - a variável que controla o tamanho da superfície de cedência;
- p' - a tensão normal média efectiva;
- $\{s_i\}$ - o vector das tensões desviatórias, expresso em variáveis transformadas (Quadro 1);
- $\{b_i\}$ - o vector que descreve a orientação da superfície de cedência.

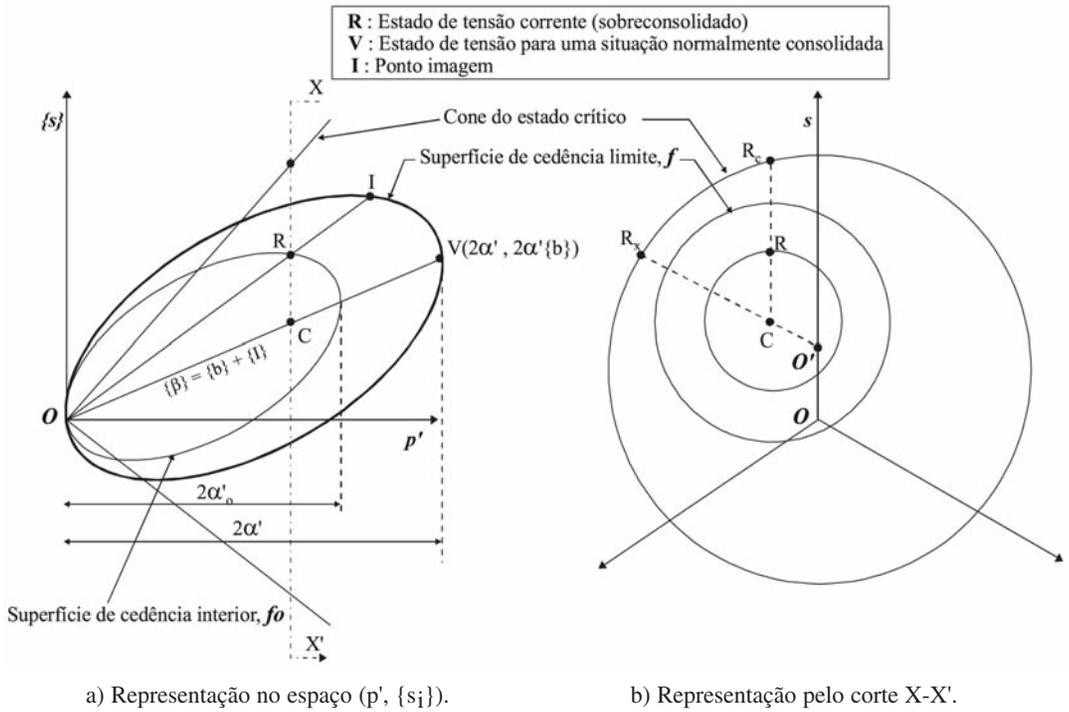


Fig. 3 – Superfícies de cedência e rotura do modelo MIT-E3.

Quadro 1 – Variáveis transformadas.

Tensões efectivas	Deformações
$p' = (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) / 3$	$\varepsilon_v = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$
$s_1 = (2\sigma'_y - \sigma'_x - \sigma'_z) / \sqrt{6}$	$E_1 = (2\varepsilon_y - \varepsilon_x - \varepsilon_z) / \sqrt{6}$
$s_2 = (\sigma'_z - \sigma'_x) / \sqrt{2}$	$E_2 = (\varepsilon_z - \varepsilon_x) / \sqrt{2}$
$s_3 = \sqrt{2} \tau_{xy}$	$E_3 = \sqrt{2} \gamma_{xy}$
$s_4 = \sqrt{2} \tau_{yz}$	$E_4 = \sqrt{2} \gamma_{yz}$
$s_5 = \sqrt{2} \tau_{zx}$	$E_5 = \sqrt{2} \gamma_{zx}$

A anisotropia é definida pela orientação do eixo principal do elipsóide, traduzida pelo vector $\{\beta\}$:

$$\{\beta\} = \{b_i\} + \{I\} \quad (2)$$

com $\{I\}^T = (1, 0, 0, 0, 0, 0)$. Inicialmente o vector $\{\beta\}$ está orientado com a direcção da consolidação, rodando em função do carregamento de acordo com as leis de endurecimento.

3.2 – Critério de rotura

O critério de rotura subjacente ao modelo coincide com o critério do estado crítico, sendo definido no espaço das tensões generalizadas por uma superfície cónica anisotrópica com o vértice localizado na origem (Fig. 3), descrito matematicamente por:

$$h = -k^2 p'^2 + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{\xi_i\})^2 \quad (3)$$

representando k uma constante do material em função do tamanho do cone e $\{\xi_i\}$ um vector que define a anisotropia do critério de rotura e cuja orientação é estabelecida pelos valores dos ângulos de atrito em compressão e extensão triaxial.

A direcção da anisotropia da superfície de cedência, $\{b_i\}$, geralmente não coincide com a direcção da anisotropia do cone de estado crítico, $\{\xi_i\}$, mesmo quando este estado é alcançado (Ganendra, 1993).

3.3 – Lei de fluxo

O modelo utiliza uma lei de fluxo não associada que satisfaz as condições K_0 e as condições do estado crítico, segundo as quais, quando o estado de tensão se aproxima do cone de rotura, a energia dissipada é inteiramente consumida pela deformação de corte, sendo nula a deformação volumétrica.

A lei de escoamento é directamente expressa em função das componentes volumétrica e desviatória da direcção do fluxo, respectivamente P e $\{P_i\}$, sendo definida com base nas derivadas da função de potencial plástico:

$$P = 2 \cdot c^2 \cdot \alpha \cdot r_c \quad (4)$$

$$\{P_i\} = c^2 \cdot x \cdot (\{Q_i\} + |r_c| \cdot \{s_i\}) \quad (5)$$

representando :

r_c - um escalar que exprime a proximidade do estado de tensão corrente em relação ao cone do estado crítico;

$|r_c|$ - o valor absoluto de r_c ;

x - um escalar utilizado para satisfazer o critério da condição K_0 , definido por:

$$x = \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} \left(\frac{1 + 2K_{0(nc)}}{3(1 - K_{0(nc)})} - \frac{K}{2G} \frac{\kappa}{\lambda} \right) \quad (6)$$

sendo:

λ - o declive da "linha de consolidação virgem" no espaço e - $\ln p'$;

κ - o parâmetro que controla o módulo tangente elástico em descarga e recarga;

G - o módulo distorcional.

As deformações plásticas volumétricas e distorcionais, respectivamente ε_v^p e $\{E_i^p\}$, são obtidas a partir das seguintes equações:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = d\lambda \frac{\delta Q^{pp}}{\delta p'} = d\lambda \cdot P \quad (7)$$

$$\{\dot{E}_i^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\delta Q^{pp}}{\delta S_i} \right\} = d\lambda \cdot \{P_i\} \quad (8)$$

representando $d\lambda$ o multiplicador plástico, determinado a partir da teoria da plasticidade por (Ganendra, 1993; Whittle e Kavvas, 1994):

$$d\lambda = \frac{K \cdot Q \cdot \dot{\varepsilon}_v + 2G \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{E_i\})}{H + K \cdot Q \cdot P + 2G \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{P_i\})} \quad (9)$$

O parâmetro H , designado por módulo elastoplástico, e que corresponde ao parâmetro A da teoria da plasticidade (Zienkiewicz, 1977), é definido a partir do estudo do comportamento de argilas normalmente consolidadas em condições K_0 , permitindo descrever (Whittle, 1993): (i) linhas de consolidação virgem paralelas com declive λ para todas as trajectórias de consolidação no espaço das tensões efectivas, (ii) endurecimento, (iii) amolecimento, (iv) resistência de pico, (v) condições do estado crítico em situações não drenadas. A expressão do parâmetro H utilizada pelo modelo MIT-E3 é a seguinte:

$$H = 2c^2 \frac{\kappa}{\lambda - \kappa} K \left(\alpha \cdot P - S_t \cdot 2 \cdot c^2 \cdot \alpha \cdot \langle r_c \rangle \cdot x \cdot \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{b_i\}) \right) \quad (10)$$

sendo S_t um parâmetro que controla o fenómeno de amolecimento e r_c uma variável que restringe a localização do estado de tensão, impedindo que este se localize no exterior do cone do estado crítico, sendo definido por:

$$\begin{aligned} \langle r_c \rangle &= r_c \quad \text{se } r_c > 0 \\ \langle r_c \rangle &= 0 \quad \text{se } r_c \leq 0 \end{aligned}$$

3.4 – Leis de endurecimento

A evolução da superfície de cedência com o escoamento plástico é controlada por duas leis de endurecimento, expressas em termos de extensões volumétricas plásticas. Uma das leis permite descrever a variação de tamanho e a outra a orientação das superfícies de cedência, respectivamente descritas por:

$$\dot{\alpha} = \alpha \zeta \varepsilon_v^p \quad (11)$$

e

$$\{\dot{b}_i\} = \psi_0 \langle r_x \rangle \frac{1}{\alpha} (\{s_i\} - p' \{b_i\}) \dot{\epsilon}_v^p \quad (12)$$

sendo ξ uma variável que afecta a variação de tamanho da superfície de cedência e ψ_0 um parâmetro do material que controla a rotação da superfície de cedência. A variável r_x descreve a orientação relativa da superfície de cedência em relação ao cone do estado crítico, de acordo com:

$r_x = 1 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência coincide com o eixo do cone do estado crítico ($\{\xi_i\} = \{b_i\}$);
 $0 < r_x < 1 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência localiza-se no interior do cone do estado crítico;
 $r_x = 0 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência situa-se sobre a superfície do estado crítico;
 $r_x < 0 \Rightarrow$ o eixo da superfície de cedência posiciona-se fora da superfície do estado crítico.

O valor de $\langle r_x \rangle$ sendo definido por:

$$\langle r_x \rangle = r_x \quad \text{se } r_x > 0$$

$$\langle r_x \rangle = 0 \quad \text{se } r_x \leq 0$$

limita a rotação das direcções de anisotropia, não permitindo que a superfície de cedência se localize fora da superfície do estado crítico.

Com este modelo, um material consolidado em condições K_0 altera a sua estrutura anisotrópica mais lentamente que um material consolidado hidrostáticamente, quando submetidos a solicitações idênticas (Whittle, 1993; Whittle e Kavvas, 1994).

A equação (12) determina o endurecimento de rotação da superfície de cedência controlando a variação de anisotropia da argila, obrigando os eixos principais de anisotropia a rodarem em direcção aos eixos principais das tensões pela ocorrência de deformações plásticas (Whittle, 1991; Whittle, 1993; Whittle e Kavvas, 1994).

4 – MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO SOBRECONSOLIDADO

Estudos laboratoriais sobre o comportamento de argilas sobreconsolidadas evidenciam que em ciclos de descarga-recarga em corte drenado ou em compressão hidrostática se verifica: i) uma resposta muito mais rígida do que a obtida na curva de carga primária; ii) um comportamento tensão-deformação histerético; iii) a existência de deformações plásticas no fim do ciclo. Para a simulação destas características inerentes ao comportamento das argilas, o modelo MIT-E3 incorpora o modelo histerético perfeito e o modelo da superfície de plasticidade limite, que seguidamente se descrevem.

4.1 – Modelo histerético elástico

A inclusão deste modelo pretende simular o comportamento não linear (mesmo para pequenos níveis de deformação) de uma argila sobreconsolidada num ciclo descarga-recarga (Fig. 4a) através da variação gradual da rigidez entre os pontos reversíveis (A e B). Na formulação do modelo é necessária a identificação do ponto de reversibilidade da carga e o estabelecimento de expressões para o cálculo da rigidez tangencial, cujo valor será função do afastamento do estado de tensão corrente em relação ao ponto reversível (Hueckel e Nova, 1979). O módulo de rigidez tangencial do esqueleto sólido é expresso pela equação:

$$K = \frac{1+e}{\kappa_0 (1+\delta)} p' \quad (13)$$

com:

$$\delta = C.n. (\ln \xi + \xi_s)^{n-1} \quad (14)$$

representando:

e - o índice de vazios;

κ_0 - o declive inicial da fase de descarga/recarga no espaço e - $\ln p'$;

C, n, w - constantes do material que caracterizam o comportamento não linear para reduzidos níveis de deformação;

ξ, ζ - variáveis dependentes do afastamento entre o estado de tensão actual e o ponto reversível.

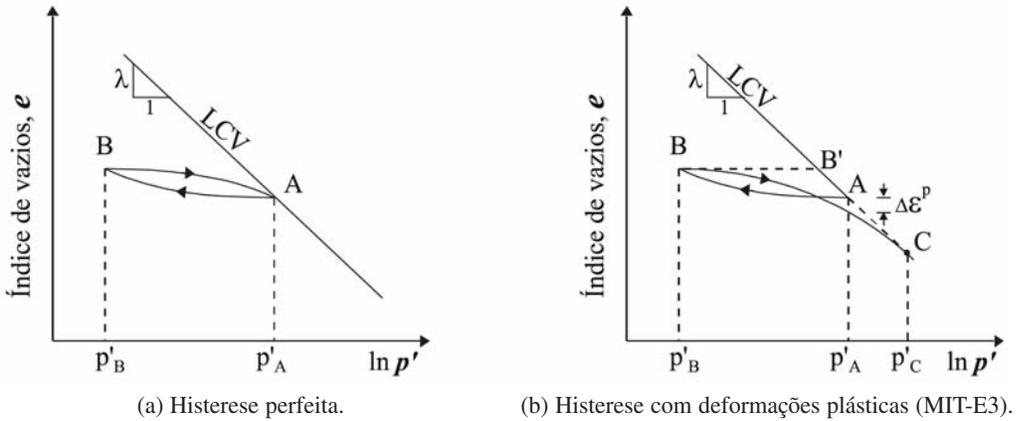


Fig. 4 – Modelação de um ciclo de descarga-recarga.

4.2 – Modelo da superfície de plasticidade limite

A inclusão deste modelo permite simular o desenvolvimento de deformações plásticas em argilas sobreconsolidadas (Fig. 4b), o que possibilita o acoplamento entre o comportamento volumétrico e o distorcional e a existência de uma transição suave entre um estado sobreconsolidado e uma situação normalmente consolidada. Na formulação do modelo, a superfície de plasticidade limite corresponde à superfície de cedência descrita pela Equação 1 e o comportamento plástico para estados de tensão sobreconsolidados, R , é associado ao comportamento plástico de um ponto imagem, I , situado naquela superfície (Fig. 3). Esta situação corresponde à definição de uma superfície de carga f_0 que passa pelo ponto representativo do estado de tensão sobreconsolidado, homotética à superfície limite f , com um coeficiente de forma α_0'/α' (Whittle e Kavvas, 1994).

Durante a fase puramente elástica, o tamanho da superfície de plasticidade limite (definido por α) varia em função dos incrementos de extensão volumétrica (Ganendra, 1993), de acordo com a seguinte expressão:

$$\dot{\alpha} = \frac{(1+e)\alpha}{\lambda} \dot{\epsilon}_v \quad (15)$$

e a superfície de carga de tamanho α_0 passa constantemente pelo ponto correspondente ao estado de tensão.

A existência de deformações plásticas no interior da superfície de plasticidade limite repercute-se no endurecimento da superfície de carga e da própria superfície de plasticidade limite. O endurecimento da superfície de carga, variando com as extensões volumétricas plásticas, afecta unicamente o tamanho do elipsóide (em função do parâmetro α_0), sendo descrito pela seguinte expressão:

$$\dot{\alpha}_0 = \alpha_0 \zeta \dot{\epsilon}_v^p \quad (16)$$

O endurecimento da superfície de plasticidade limite é determinado com base em *pseudo deformações plásticas*, definidas a partir do estado de tensão no ponto imagem (I). O valor do módulo elástico, K , também deve ser consentâneo com este procedimento, pelo que o valor de p' utilizado na expressão (13) deve ser o correspondente ao ponto imagem (p'^I); contudo, o valor de δ permanece inalterado em relação ao estado de tensão real (Ganendra, 1993).

Em descarga, como o comportamento é puramente elástico, considera-se que o parâmetro α varia de acordo com a expressão (15) originando a diminuição de tamanho da superfície de plasticidade limite. O valor de α_o , que define o tamanho da superfície de carga, varia em função do estado de tensão, localizando-se sobre a referida superfície. Pode acontecer que a diminuição de α seja superior à de α_o , a que corresponderia uma situação incoerente caracterizada pelo estado de tensão se localizar no exterior da superfície de plasticidade limite. Esta situação pode ocorrer, se a descarga a partir de um ponto localizado na superfície limite (isto é, $\alpha=\alpha_o$), originar uma reduzida variação de α_o e um decréscimo apreciável de p' (conduzindo ao aparecimento de deformações volumétricas "traccionantes"). Para fazer face a esta situação, impõe-se durante a descarga elástica que $\alpha \geq \alpha_o$.

Após a realização de cálculos de sensibilidade em diversas condições (drenadas e não drenadas), Venda Oliveira (2000) concluiu que o parâmetro de endurecimento $\{b_i\}$ só deverá ser actualizado quando a superfície de carga coincidir com a superfície de plasticidade limite ($\alpha=\alpha_o$). Este procedimento é justificado pela análise de um ciclo de descarga/recarga, dado na fase de descarga se constatar a inexistência de deformações plásticas a que corresponde um vector $\{b_i\}$ constante; contudo, na fase de recarga o cálculo das *pseudo-deformações plásticas* induziria a variação de $\{b_i\}$, ou seja, após recarga e uma vez atingida a linha de consolidação virgem, a superfície de plasticidade limite poderia apresentar uma orientação distinta da correspondente ao estado normalmente consolidado, o que seria incoerente.

5 – PARÂMETROS QUE CARACTERIZAM O MODELO MIT-E3

No Quadro 2 apresentam-se os 15 parâmetros necessários para a caracterização do comportamento de um material segundo o modelo MIT-E3 e os ensaios a partir dos quais eles podem ser calculados, nalguns casos directamente e noutros a partir de análises paramétricas. No quadro inclui-se também os valores dos parâmetros para a argila de Boston – “Boston Blue Clay” – os quais servem de base às análises numéricas apresentadas nos pontos seguintes.

6 – SIMULAÇÃO DE ENSAIOS LABORATORIAIS

A fiabilidade do modelo e do próprio processo de implementação numérica realizado por Venda Oliveira (2000) é testada, simulando-se diversos ensaios laboratoriais realizados com a argila BBC: um ensaio de descarga em condições K_o , um ensaio unidimensional com deformação controlada (CRS), ensaios triaxiais e de corte simples não drenados. Nestes casos, os resultados numéricos obtidos com o programa desenvolvido no âmbito deste trabalho, designado por FEM, são confrontados com os resultados experimentais e com os obtidos por outros autores em simulações numéricas equivalentes.

6.1 – Ensaio de descarga em condições K_o

Neste ensaio analisa-se a evolução do coeficiente de impulso K_o em descarga unidimensional. Nestas condições, o valor de K_o^{OC} é controlado por intermédio do valor do coeficiente de Poisson.

Quadro 2 – Parâmetros que caracterizam o modelo MIT-E3

Parâmetro	Ensaio	Determinação	Significado físico	"Boston Blue Clay"
e_0	Edométrico, CRS	Directa	Índice de vazios para a tensão de referência na LCV ($\sigma'_v = 100$ kPa)	1,12
λ	Edométrico, CRS	Directa	Compressibilidade da argila normalmente consolidada	0,184
C	Edométrico, CRS	Análise paramétrica	Comportamento não linear em descarga	22,0
n	Edométrico, CRS	Análise paramétrica		1,60
h	Edométrico, CRS	Análise paramétrica	Deformações plásticas residuais	0,2
K_o^{nc}	K_o -edómetro, K_o -triaxial	Directa	K_o para argila normalmente consolidada	0,48
ν	K_o -triaxial	Directa	Coefficiente de Poisson no início da descarga	0,277
ϕ'_{TC}	Triaxial - CK_oUC	Directa	Ângulo de resistência ao corte para o estado crítico em compressão triaxial	33,4
ϕ'_{TE}	Triaxial - CK_oUE	Directa	Ângulo de resistência ao corte para o estado crítico em extensão triaxial	45,9
c	Triaxial – CK_oUC , OCR=1	Análise paramétrica	Resistência ao corte não drenada (geometria da superfície de cedência)	0,86
St	Triaxial – CK_oUE , OCR=1	Análise paramétrica	Amolecimento em compressão triaxial não drenada	4,5
w	Triaxial – CK_oUC , OCR=2	Análise paramétrica	Não linearidade para níveis de deformação reduzidos em corte não drenado	0,07
γ	Triaxial – CK_oUC , OCR=2	Análise paramétrica	Geração das pressões de água nos poros por corte em argilas sobreconsolidadas	0,5
κ_o	Coluna ressonante, "Bender Elements", etc	Ensaio	Compressibilidade junto ao estado reversível	0,001
ψ_o	Triaxiais drenados	Análise paramétrica	Rotação da superfície limite	100,0

Na Figura 5 comparam-se os resultados laboratoriais (Ladd, 1965), com os resultados obtidos por FEM, Ganendra (1993) e os fornecidos pela expressão semi-empírica de Wood (1990):

$$K_o^{oc} = K_o^{nc} \cdot OCR^n \quad (17)$$

tendo-se adoptado para n o valor de 0,5.

Constata-se que os resultados obtidos pelo programa FEM coincidem com os obtidos por Ganendra (1993), ambos fornecendo uma aproximação razoável dos resultados experimentais. No entanto, para valores de OCR superiores a 12 observa-se que os resultados começam a divergir. A formula de Wood fornece uma melhor aproximação aos resultados experimentais para reduzidos níveis de sobreconsolidação, constatando-se também o aumento das divergências para graus de sobreconsolidação elevados.

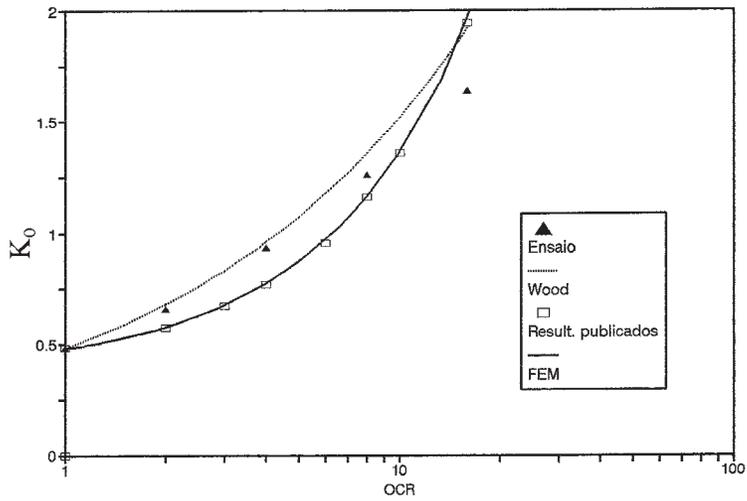


Fig. 5 – Relação entre K_0 e OCR.

6.2 – Ensaio unidimensional de deformação controlada (CrS)

O comportamento de uma argila normalmente consolidada, com $\sigma'_{v0}=153$ kPa ($K_0^{nc} = 0,48$) e $e_0=1.14$, submetida a um ensaio CRS é simulado (Fig. 6), constatando-se que de um modo geral, os resultados obtidos por FEM e por Whittle et al. (1994) simulam bem o comportamento real do

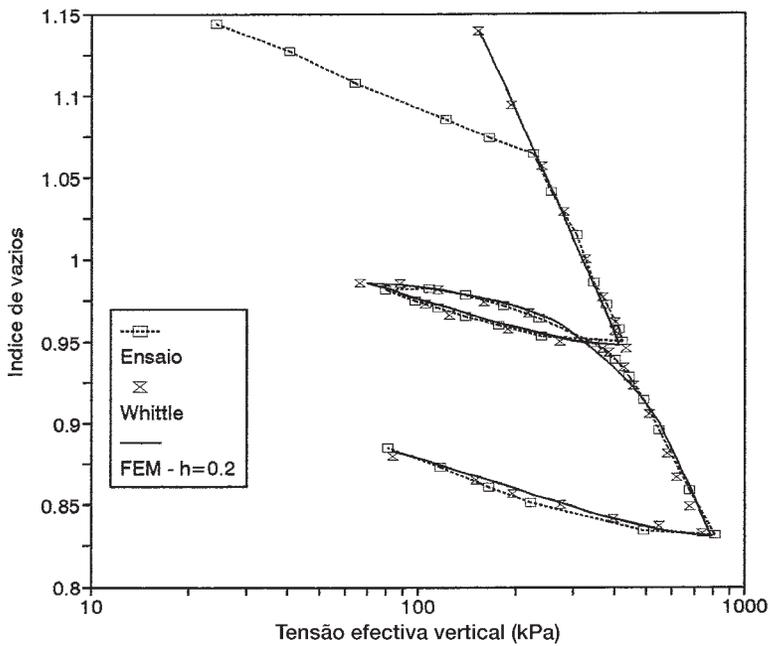


Fig. 6 – Simulação de um ensaio CRS.

solo. Também se verifica que o programa FEM origina um ligeiro incremento da inflexão da curva de recarga próximo da junção com a L.C.V., traduzindo-se em maiores deformações plásticas, o que indicia que se deveria optar por um valor do parâmetro h mais elevado, tal como testado por Venda Oliveira (2000).

6.3 – Ensaio triaxiais não drenados

São simulados ensaios triaxiais não drenados, com trajectórias de compressão e de extensão, para dois graus de sobreconsolidação ($OCR=1$ e 8). Em cada ensaio, o nível de sobreconsolidação desejado é obtido simulando a descarga em condições K_0 , dando origem aos valores do Quadro 3, que serão os valores iniciais dos ensaios não drenados.

Quadro 3 – Estado inicial correspondente a cada valor de OCR.

OCR	K_0	e_0	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)
1	0,5344	1,12	100,00	53,33
8	1,1621	1,1658	12,50	14,53

Nas Figuras 7 e 8 confrontam-se os resultados numéricos obtidos por FEM, Whittle (1993) e Ganendra (1993), respectivamente para $OCR = 1$ e 8 . Verifica-se que, de um modo geral, a evolução dos diagramas "tensão-deformação" e das trajectórias de tensões efectivas são semelhantes nas diversas análises. No caso da amostra normalmente consolidada (Fig. 7), o amolecimento calculado pelo programa FEM após a rotura é ligeiramente menos pronunciado que o obtido por Ganendra (1993) e Whittle (1993). Esta situação indicia que o valor do parâmetro S_t (que controla o amolecimento) deveria ser ligeiramente superior na análise de FEM.

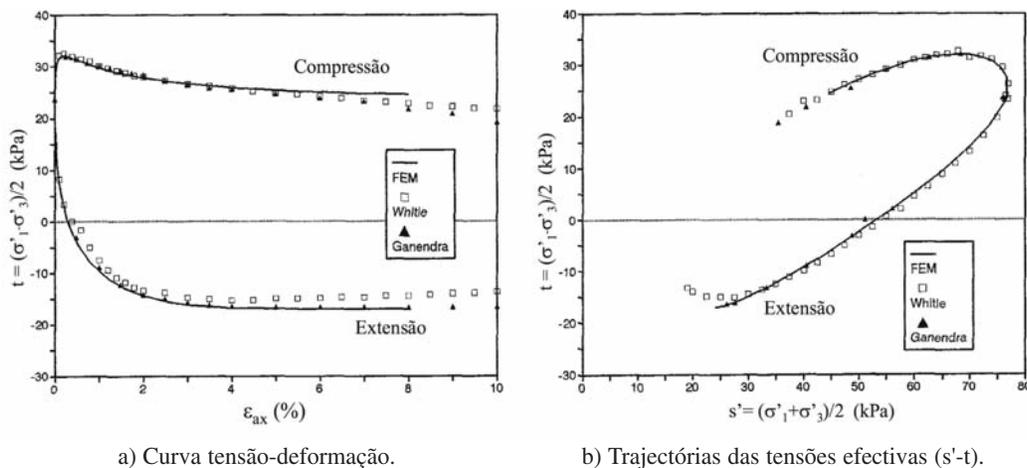


Fig. 7 – Simulação de ensaios triaxiais não drenados de compressão e extensão. $OCR = 1$.

Na Figura 9 apresentam-se os resultados laboratoriais, tendo as amostras sido reconsolidadas utilizando o método "Shanshep", sendo posteriormente descarregadas até ao nível de sobreconsolidação desejado (Whittle, 1993). De um modo geral, observa-se que os resultados obtidos com as análises numéricas são semelhantes ao comportamento "real", permitindo simular algumas das características observadas nos ensaios laboratoriais, nomeadamente:

- i) mobilização da resistência de pico em argilas normalmente consolidadas para níveis de deformação reduzidos;
- ii) não linearidade do comportamento "tensão-deformação" para toda a gama de deformações, independentemente do valor de OCR;
- iii) desenvolvimento de pressões intersticiais associadas a variações de tensões tangenciais, traduzidas na variação da tensão efectiva média.

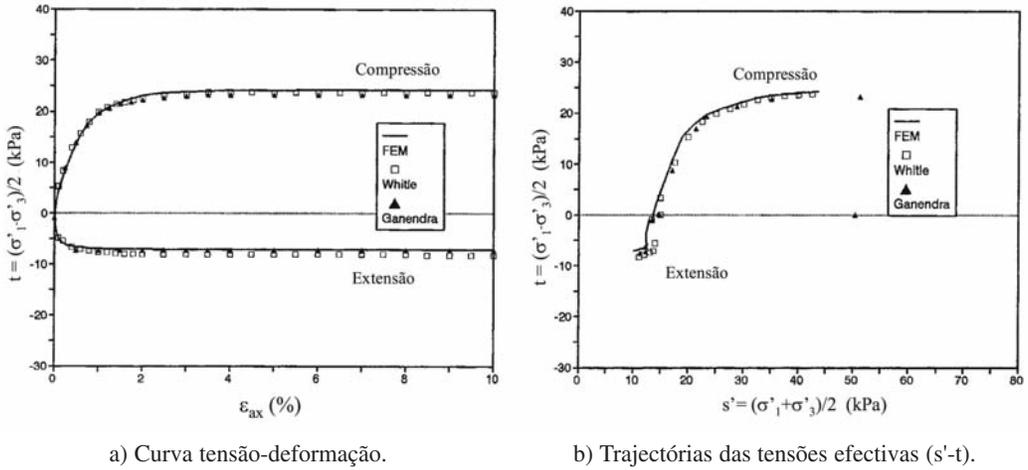


Fig. 8 – Simulação de ensaios triaxiais não drenados de compressão e extensão. OCR = 8.

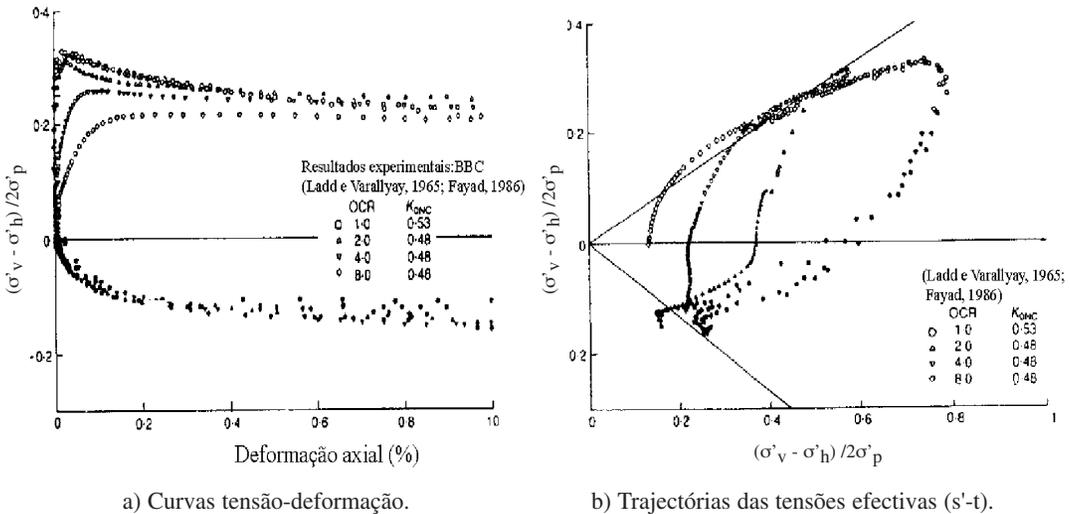


Fig. 9 – Ensaios triaxiais não drenados com "Boston Blue Clay" (Retirado de Whittle, 1993).

A resistência não drenada obtida pelas análises numéricas é superior à obtida experimentalmente (em cerca de 10%), não obstante o comportamento "tensão-deformação" para níveis de deformação inferiores a 2% se aproximar dos resultados laboratoriais. No caso das amostras mais sobreconsolidadas, este facto pode ser explicado pelo desenvolvimento de planos de deslizamento nestas amostras (Fayad, 1986) que ocorrem no lado "seco" em relação ao estado crítico, estando

este facto relacionado com o fenómeno de dilatação com amolecimento (Atkinson e Richardson, 1987). Assim, quando uma parte do solo se dilata, o interior dessa região torna-se mais húmida e menos resistente, pelo que posteriores deformações tendem a concentrar-se progressivamente nesta zona, fazendo com que este solo sucessivamente mais "fraco" se continue a deformar até que as condições do estado crítico sejam atingidas (Atkinson e Richardson, 1987). O modelo MIT-E3 não simula esta descontinuidade localizada, daí as diferenças obtidas entre os resultados experimentais e numéricos.

6.4 – Ensaio de corte simples não drenados

Ladd e Edgers (1972) realizaram diversos ensaios não drenados de corte simples com amostras resedimentadas de "Boston Blue Clay", para valores de OCR igual a 1, 2, 4 e 8 (Fig. 10).

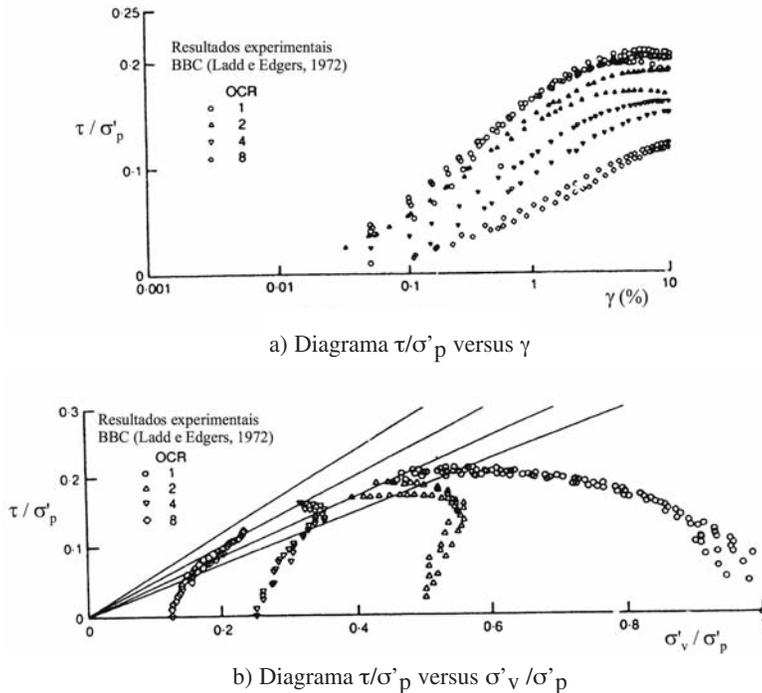


Fig. 10 – Resultados experimentais do ensaio não drenado de corte simples com o solo "Boston Blue Clay" (Whittle, 1993).

Na Figura 11 confrontam-se os resultados obtidos com o programa "FEM" e por Whittle (1993), constatando-se que os resultados numéricos se aproximam com bastante razoabilidade dos laboratoriais.

Para OCR = 1, as previsões fornecem bons resultados tanto em termos de resistência não drenada (C_u/σ'_v) como nos caminhos das tensões efectivas, observando-se no diagrama "tensão-deformação" valores ligeiramente superiores da rigidez, bem como um amolecimento excessivo pós pico (verificado com "FEM") em relação ao obtido experimentalmente.

Para OCR = 2, o modelo (FEM e Whittle) prevê uma resistência não drenada superior em cerca de 10% e maior rigidez em relação aos resultados experimentais. No caso de OCR = 4, a resistência não drenada prevista com "FEM" praticamente coincide com a laboratorial, sobrestimando os

resultados de Whittle em cerca de 8%. No caso de $OCR = 8$, a resistência não drenada obtida por Whittle é cerca de 27% superior em relação aos resultados experimentais, diminuindo esta diferença para sensivelmente 15% com o programa FEM.

Em termos de trajetórias de tensões (Fig. 11c), observa-se nos provetes com $OCR = 2, 4$ e 8 que as análises numéricas originam um traço linear vertical, afastando-se este do observado nos resultados experimentais. Esta discrepância é devida ao modelo não conseguir, neste caso particular, simular a geração das pressões de água nos poros induzidas pelas tensões distorcionais, estando este facto relacionado com a forma geométrica da superfície limite do modelo MIT-E3 (Whittle, 1993).

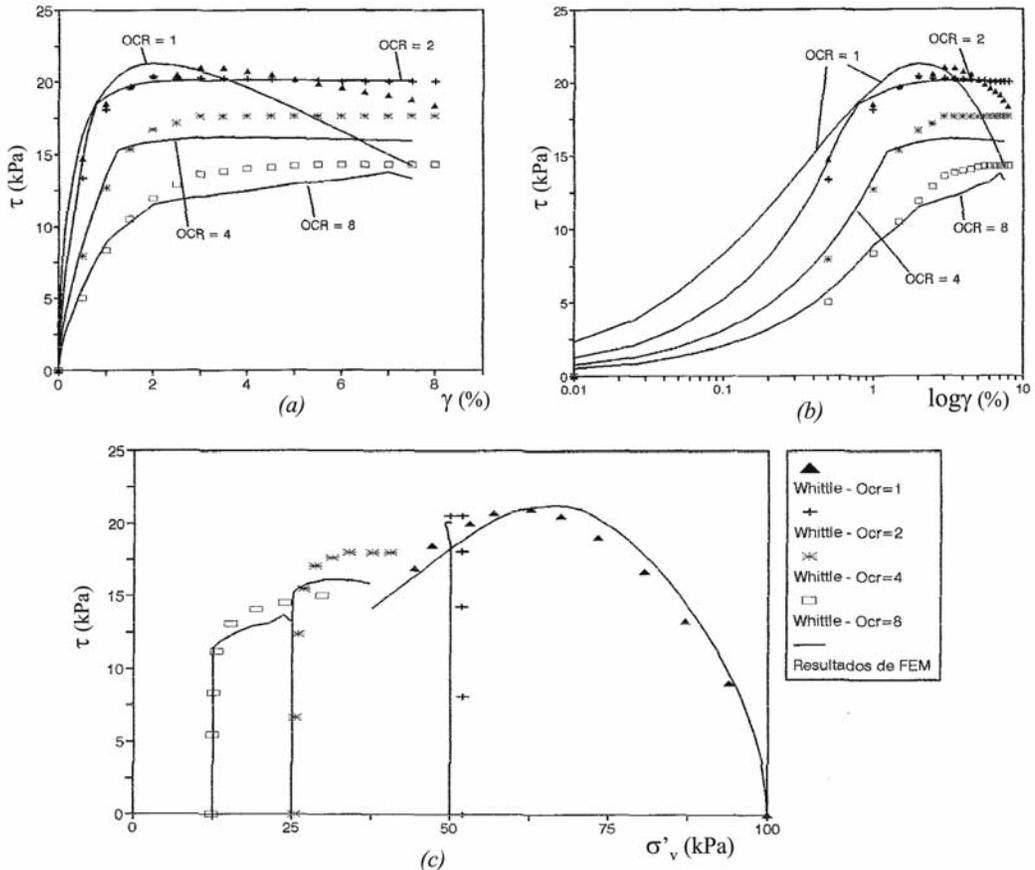


Fig. 11 – Ensaio não drenado de corte simples. Comparação entre os resultados numéricos de FEM e de Whittle (1993). (a) Diagrama τ - γ . (b) Diagrama τ - $\log \gamma$. (c) Diagrama τ - σ'_v .

Tal como constatado por Whittle (1993), o modelo prevê maior rigidez que a obtida laboratorialmente em provetes sobreconsolidados, no entanto, a variação de rigidez com a deformação é bem simulada (Fig. 10a).

As previsões em termos da rotação das tensões principais entre as duas análises (FEM e Whittle) para $OCR = 1$ coincidem, registando-se a rápida rotação das tensões principais com a deformação, obtendo-se o valor de 28° no ponto correspondente à resistência de pico, mantendo-se este valor sensivelmente constante para deformações superiores.

7 – SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE UM ATERRO

O comportamento do aterro experimental I-95, construído na zona de Boston em 1967, é analisado estabelecendo-se o confronto entre os valores observados "in-situ" e os resultados obtidos com as análises numéricas efectuadas com o programa FEM, utilizando os modelo CCM e MIT-E3 (Venda Oliveira, 2000)

Na Figura 12 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada no estudo do aterro, sendo composta por 203 elementos quadrangulares "híbridos" de 8 nós (com interpolação quadrática e linear para os deslocamentos e pressões intersticiais, respectivamente), totalizando 676 pontos nodais. No que concerne às condições de fronteira foram admitidas as seguintes hipóteses: (i) deslocamentos verticais e horizontais nulos no limite inferior; (ii) deslocamentos horizontais nulos nos limites laterais da malha; (iii) fronteiras impermeáveis nos limites inferior e laterais; (iv) nível freático localizado a 3,0 metros de profundidade. Na figura também se indica a localização da instrumentação utilizada, sendo constituída por uma placa de medição de assentamentos verticais (nó 91), um piezómetro (nó 363) e um inclinómetro localizado sob a base do talude do aterro.

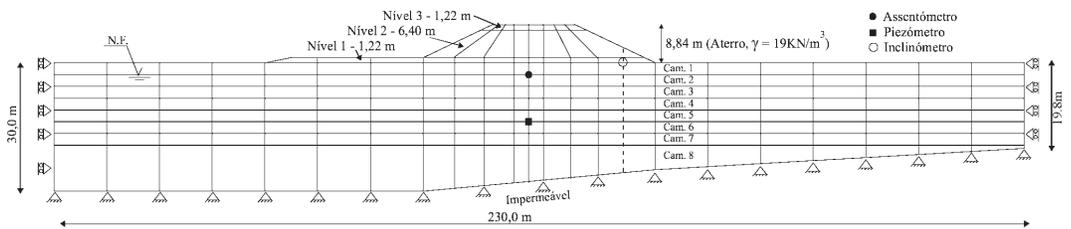


Fig. 12 – Malha de elementos finitos do aterro experimental I-95.

A construção do aterro foi realizada em três camadas, sendo a simulação do processo construtivo efectuada de acordo com o Quadro 4.

O solo de fundação é constituído por três camadas diferenciadas: lodos, areias siltosas e argila "Boston Blue Clay" (BBC). Em profundidade o grau de sobreconsolidação da argila BBC vai diminuindo, variando de 4,5 (imediatamente sob a areia siltosa) até 1,0 ($h=20$ metros). Esta variação é simulada através da subdivisão do estrato argiloso em seis subcamadas (camada 3 à camada 8), possuindo cada uma respectivamente os seguintes valores de OCR: 4,5, 3,0, 2,3, 1,8, 1,3, 1,0.

Quadro 4 – Sequência construtiva do aterro I-95.

Intervalo de tempo (dias)	N.º de incrementos	Descrição
75	5	1.ª camada, $h=1,22$ m
100	5	2.ª camada, $h=6,40$ m
120	6	Consolidação
25	1	3.ª camada, $h=1,22$ m
500	5	Consolidação
1200	6	Consolidação

No Quadro 5 apresentam-se os parâmetros base utilizados no cálculo. O comportamento do material do aterro é simulado por uma lei elástica, variando o módulo de deformabilidade, E' , entre 5700 kPa (camada superior) e 78000 kPa (camada inferior). Antes da construção do aterro substituiu-se a camada lodosa por um material granular, sendo este simulado também como um material elástico.

A camada de areia siltosa é simulada em todas as análises pelo modelo "Cam Clay Modificado", sendo o comportamento da argila BBC reproduzido pelos modelos CCM e MIT-E3, a que correspondem as duas análises numéricas efectuadas. Neste último caso adoptaram-se os parâmetros: $K_o^{nc} = 0,50$; $\phi'_{(TC)} = 26,54^\circ$; $\phi'_{(TE)} = 39,52^\circ$; $c = 0,866$; $\psi_0 = 100$; $\lambda = 0,147$; $\kappa_0 = 0,001$; $\nu' = 0,30$; $C = 22$; $n = 1,6$; $w = 0,07$; $St = 4,5$; $\gamma = 0,5$; $h = 0,2$; $e_{\lambda 0} = 3,56$; $\kappa_{m\u00e9dio} = 0,06$, estabelecidos com base no Quadro 2. Para se estabelecer uma compara\u00e7\u00e3o rigorosa entre os dois modelos, optou-se por utilizar os par\u00e2metros $\phi'_{(TC)}$ e $\phi'_{(TE)}$ calculados a partir das condi\u00e7\u00f5es do estado cr\u00edtico ($M=1,05$), em substitui\u00e7\u00e3o dos obtidos experimentalmente (Quadro 2). A inclus\u00e3o do par\u00e2metro $\kappa_{m\u00e9dio} = 0,06$ permitiu o c\u00e1lculo do \u00edndice de vazios inicial em fun\u00e7\u00e3o do grau de sobreconsolida\u00e7\u00e3o.

Quadro 5 – Par\u00e2metros dos materiais utilizados na simula\u00e7\u00e3o do aterro experimental I-95

Material	Estado inicial			Par. el\u00e1sticos		Par\u00e2metros pl\u00e1sticos (CCM)				Permeab.
	K_o	γ (kN/m^2)	OCR	E' (MPa)	ν'	λ	κ	$e_{\lambda 0}$	M	k_h/k_v
Aterro	0,5	19,0	–	5,7-78 ⁽²⁾	0,3	–	–	–	–	---
Mat. granular ⁽¹⁾	0,5	15,0	–	10	0,3	–	–	–	–	---
Areia siltosa	0,5	15,0	–	(*)	0,3	0,025	0,005	2,50	1,50	4,0
Argila BBC	1,15-0,5 ⁽³⁾	15,0	4,5-1,0	(*)	0,3	0,147	0,060	3,56	1,05	4,0

⁽¹⁾Sob o aterro a camada de lodo foi escavada e substituída por um material granular antes da constru\u00e7\u00e3o do aterro

⁽²⁾Variando da camada superior para a inferior.

⁽³⁾Vari\u00e1vel em fun\u00e7\u00e3o do valor de OCR

⁽⁴⁾Calculado por $E' = \frac{3(1 + e_o)(1 - 2\nu')}{\kappa} p'_c$

Os coeficientes de permeabilidade vertical da camada de argila BBC e da camada de areia siltosa variam em conson\u00e2ncia com a express\u00e3o de Taylor (1948):

$$k = k_o \cdot 10^{\frac{e - e_o}{C_k}} \quad (18)$$

adoptando-se para valores de refer\u00eancia $k_v(\text{ref}) = 1,1 \times 10^{-3}$ m/dia e $e_o(\text{ref}) = 3,3$, uma rela\u00e7\u00e3o entre a permeabilidade horizontal e vertical de quatro e uma constante $C_k = 1,2$.

Na Figura 13 confrontam-se os valores medidos "in-situ" com os diversos resultados num\u00e9ricos obtidos com o programa FEM, utilizando os modelos CCM e MIT-E3. No diagrama que retrata a evolu\u00e7\u00e3o das deforma\u00e7\u00f5es verticais com tempo (Fig. 13a), constata-se com a utiliza\u00e7\u00e3o do modelo MIT-E3, para $\kappa_0 = 0,006$, uma excelente simula\u00e7\u00e3o do comportamento observado "in-situ", conduzindo naturalmente a maiores deforma\u00e7\u00f5es que o modelo CCM. Comparando ambas as an\u00e1lises efectuadas com o modelo MIT-E3, verifica-se com a diminui\u00e7\u00e3o de κ_0 uma curva assentamento-tempo mais linearizada, traduzida por menores deforma\u00e7\u00f5es nos instantes iniciais e em assentamentos finais superiores, estando este facto associado a uma maior rigidez inicial. Todavia, com o aumento da rigidez a "taxa" de aproxima\u00e7\u00e3o \u00e0 superf\u00edcie de ced\u00eancia \u00e9 tamb\u00e9m incrementada, fruto de um menor endurecimento, pelo que a partir desse momento o comportamento passa a evoluir fundamentalmente em regime pl\u00e1stico, obtendo-se conseq\u00fcentemente um acr\u00e9scimo substancial das deforma\u00e7\u00f5es verticais. No caso de uma rigidez inicial menor ($\kappa_0 = 0,006$), a traject\u00f3ria em regime el\u00e1stico n\u00e3o linear \u00e9 mais "extensa", traduzida pela diminui\u00e7\u00e3o da velocidade deformacional em regime pl\u00e1stico, o que explica o comportamento para $t > 1700$ dias.

No diagrama dos deslocamentos horizontais na lateral do aterro (Fig. 13b) correspondente ao instante $t = 2120$ dias, observa-se que as an\u00e1lises realizadas com os modelos CCM e MIT-E3 (este com $\kappa_0 = 0,006$) conduzem a diagramas com forma parab\u00f3lica que reproduzem em termos qualita-

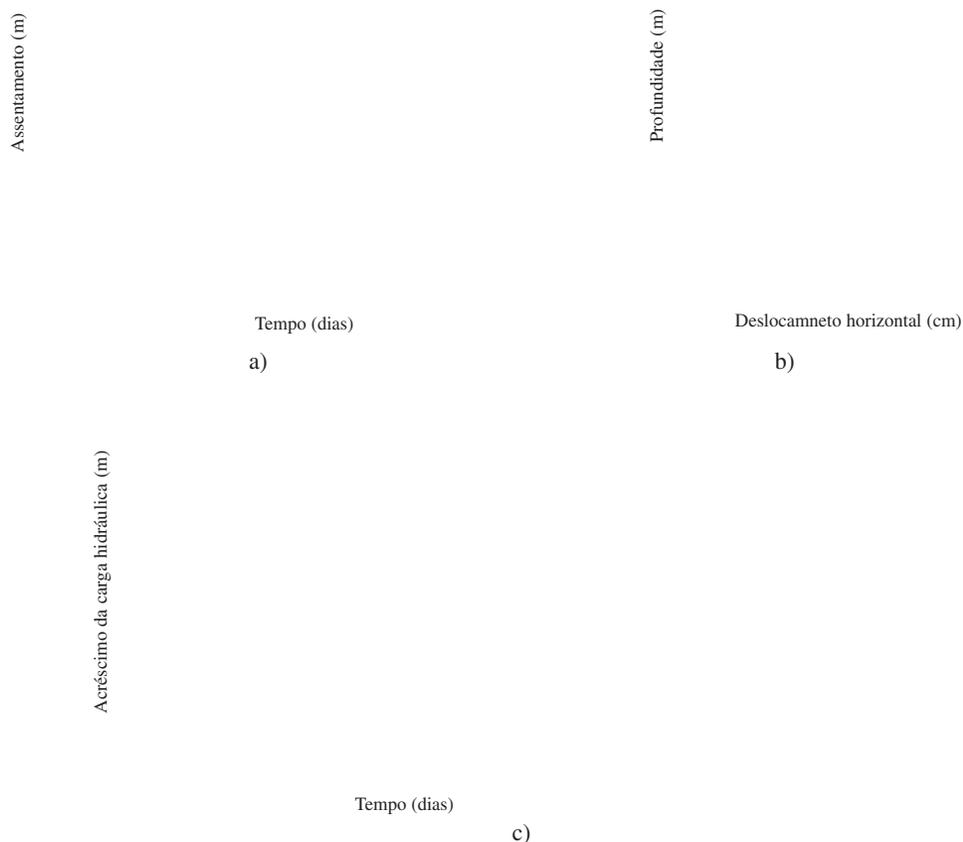
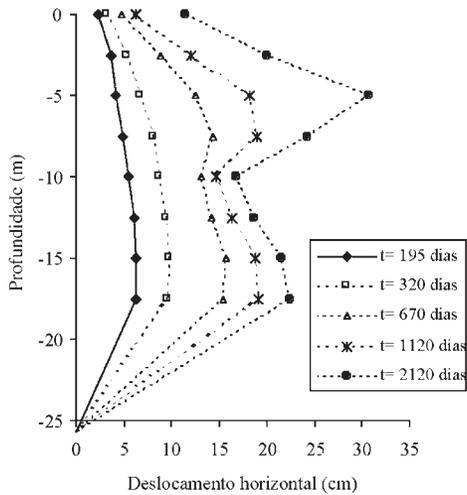


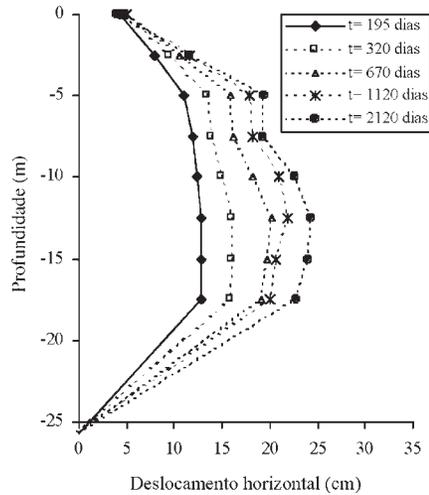
Fig. 13 – Comparação entre os resultados obtidos com os modelos MIT-E3, CCM e observados "in-situ".
 (a) Curva assentamentos-tempo (nó 31). (b) Deformações horizontais na lateral do aterro para $t = 2120$ dias.
 (c) Evolução temporal do excesso de carga hidráulica (nó 363).

tivos os observados "in-situ", embora com menor expressão quantitativa. Já a análise efectuada com o modelo MIT-E3 para $\kappa_0=0,001$ originou uma melhor simulação do comportamento real no topo e na base da camada de BBC, muito embora na zona central se tenha registado uma inflexão muito significativa dos deslocamentos horizontais, a qual praticamente não tem expressão no comportamento "in-situ". Esta inflexão ocorre nas camadas superiores da argila BBC, as quais se encontram inicialmente sobreconsolidadas, sendo induzida pela variação de rigidez entre as camadas superficiais do solo de fundação e a argila BBC. Esta explicação é comprovada pelo facto da inflexão aumentar com o incremento da rigidez inicial das camadas de BBC, ou seja, com o aumento da diferença de rigidez entre o depósito de BBC e as camadas mais superficiais.

Na Figura 14 apresenta-se a evolução temporal das deformações horizontais na lateral do aterro, obtida pelo programa FEM utilizando o modelo MIT-E3. A inflexão dos deslocamentos horizontais, observada na zona central em ambas as análises ($\kappa_0 = 0,001$ e $\kappa_0=0,006$), torna-se evidente a partir de $t = 670$ dias, acentuado-se progressivamente com o incremento temporal.



a) Diagrama para $\kappa_0 = 0,001$.



b) Diagrama para $\kappa_0 = 0,006$

Fig. 14 – Evolução temporal das deformações horizontais na lateral do aterro, obtidas com o modelo MIT-E3.

No diagrama que ilustra a evolução temporal dos acréscimos da carga hidráulica (Fig. 13c), observa-se nos instantes iniciais evoluções semelhantes em ambas as análises numéricas. Com o incremento temporal verifica-se em ambas as análises efectuadas com o modelo MIT-E3 um comportamento semelhante, constatando-se para $t > 1000$ dias a quase sobreposição com os valores observados "in-situ". No entanto, a dissipação dos acréscimos da pressão intersticial obtida é inferior à resultante da aplicação do modelo CCM, estando este facto relacionado com a evolução dos assentamentos, dado o aumento destes implicar a necessidade de expulsar um maior volume de água do solo, incrementando assim as pressões intersticiais.

Os diagramas da delimitação das zonas em cedência, das isolinhas dos acréscimos das tensões efectivas verticais ($\Delta\sigma'_y$), efectivas horizontais ($\Delta\sigma'_x$), tangenciais ($\Delta\tau'_{xy}$) e intersticiais (Δu) e das direcções das tensões principais, para $t = 2120$ dias, estão representados nas Figuras 15 e 16, respectivamente para os modelos CCM e MIT-E3 (para $\kappa_0 = 0,006$).

Comparando a extensão das zonas em cedência induzidas pelos dois modelos (Figuras 15a e 16a), observa-se em ambos os casos a natural concentração das zonas em cedência nas camadas mais profundas, pelo facto destas estarem menos sobreconsolidadas, prolongando-se a cedência até às camadas mais superficiais em forma de cone com vértice coincidente com o centro do aterro, correspondendo este facto naturalmente a maiores incrementos de tensão. A utilização numérica do modelo CCM gera zonas em cedência com maior extensão até à superfície e com uma delimitação mais perfeita, o que levaria a supor que os assentamentos seriam maiores neste caso. No entanto, constata-se o inverso, sendo este facto explicado pela forma da superfície de cedência do modelo MIT-E3, dado esta se estender ao longo da linha K_0 , o que origina um comportamento em regime elástico não linear mais expressivo.

A análise dos diagramas dos incrementos das tensões efectivas verticais (Figuras 15b e 16b), permite constatar com a aplicação do modelo CCM uma maior regularidade e uniformidade na distribuição de $\Delta\sigma'_y$ pelas diversas camadas do solo de fundação, em contraponto com o modelo MIT-E3, com o qual se regista uma maior concentração de $\Delta\sigma'_y$ nas camadas superficiais, em resultado da maior rigidez do solo.

Fig. 15 – Análise numérica de FEM com o modelo CCM. Zonas em cedência e isolinhas dos acréscimos das tensões efectivas verticais (kPa), efectivas horizontais (kPa), tangenciais (kPa) e das pressões intersticiais (kPa) e diagrama das direcções das tensões principais, no instante $t = 2120$ dias.

Fig. 16 – Análise numérica de FEM com o modelo MIT-E3 ($\kappa_0=0,006$). Zonas em cedência e isolinhas dos acréscimos das tensões efectivas verticais (kPa), efectivas horizontais (kPa), tangenciais (kPa) e das pressões intersticiais (kPa) e diagrama das direcções das tensões principais, no instante $t = 2120$ dias.

Comparando os diagramas de $\Delta\sigma'_x$ (Figuras 15c e 16c), constata-se que o modelo CCM origina menores valores de $\Delta\sigma'_x$ e simultaneamente uma melhor distribuição destes ao longo do solo de fundação, em relação à análise efectuada com o modelo MIT-E3. Com o modelo MIT-E3 regista-se uma progressiva concentração dos acréscimos das tensões horizontais nas proximidades do pé do talude, não sendo este facto indissociável do aparecimento da inflexão no diagrama das deformações horizontais. Este modelo também estima acréscimos de tensão efectiva horizontal superiores, aos quais correspondem maiores deformações laterais.

Da análise dos diagramas das isolinhas de $\Delta\sigma'_{xy}$ (Figuras 15d e 16d) verifica-se com ambos os modelos uma evolução qualitativa semelhante, embora em termos quantitativos o modelo MIT-E3 conduza a valores superiores (em cerca de 50%). Este facto irá condicionar o desenvolvimento das pressões intersticiais, dado com o modelo MIT-E3 estas também dependerem da variação das tensões tangenciais, razão pela qual se observa na Figura 16e acréscimos das pressões intersticiais superiores às obtidas com o modelo CCM (Fig. 15e), muito embora a evolução qualitativa em ambas as análises seja semelhante.

Em termos das direcções das tensões principais (Figuras 15f e 16f), constata-se em ambos os casos a natural rotação das tensões principais sob a lateral do aterro, sendo o comportamento qualitativo muito semelhante.

8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho apresentou-se a formulação matemática do modelo MIT-E3 tendo-se abordado algumas aspectos inerentes à sua implementação numérica. Deu-se especial ênfase às três mais importantes características deste modelo: (i) modelo elastoplástico para argilas normalmente consolidadas com comportamento anisotrópico e amolecimento; (ii) modelo histerético com geração de deformações plásticas; (iii) modelo da superfície de plasticidade limite para argilas sobreconsolidadas.

As simulações numéricas de ensaios laboratoriais efectuadas com o programa "FEM", por Whittle (1993) e por Ganendra (1993) são praticamente coincidentes, muito embora os resultados de "FEM" evidenciem para OCR = 1 um menor amolecimento e para OCR = 8 uma maior resistência não drenada.

Em termos de fiabilidade do modelo MIT-E3, verifica-se para OCR=1 uma excelente previsão do comportamento obtido em ensaios edométricos e triaxiais. Todavia, para graus de sobreconsolidação mais elevados observa-se uma diminuição de fiabilidade, em particular na simulação de ensaios triaxiais e de corte simples em condições não drenadas

A aplicação deste modelo na simulação do comportamento de um aterro, mostrou um comportamento mais de acordo com o observado "in-situ", mas distinto do obtido com a utilização do modelo CCM, originando o modelo MIT-E3 menor dissipação das pressões intersticiais associadas a maiores deformações verticais, fruto deste modelo considerar o acoplamento entre as componentes volumétrica e distorcional, pelo que a geração de pressões intersticiais é também dependente da variação de tensões de corte. A análise efectuada também permitiu compreender a enorme influência da rigidez inicial no desenvolvimento das deformações verticais, fruto da sobreconsolidação das camadas superficiais.

BIBLIOGRAFIA

- Atkinson, J. H. e Richardson, D. (1987). "The effect of local drainage in shear zones on the undrained strength of overconsolidated clay". *Géotechnique* 37, nº 3, pp.393-403.
- Azzouz, A.S.; Malek, A.M. e Baligh, M.M. (1989). "Cyclic behaviour of clays in undrained simple shear". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115, No. 5, pp. 637-657.

- Borja, R.I.; Hsieh, H.S.; Kavazanjian Jr, E. (1990). "Double yield surface model II: Implementation and verification". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 116, nº 9, september, pp.1402-1421.
- Fayad, P. (1986). "Aspects of the volumetric and undrained behaviour of Boston blue clay". Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology. [Citado por Whittle, 1993].
- Ganendra, D. (1993). "Finite element analysis of laterally loaded piles". Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine. London.
- Hueckel, T. e Nova, R. (1979). "Some histeresis effects on the behaviour of geological media". *International Journal of Solids and Structures*, nº 15, pp. 625-642.
- Jardine, R.J.; Symes, M.J.; Burland, J.B. (1984). "The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus". *Géotechnique* 34, No. 3, pp. 323-340.
- Ladd, C.C. (1965). "Stress-strain behaviour of anisotropically consolidated clays during undrained shear". *Proceedings 6th Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal (Toronto: University of Toronto Press)*, Vol. 1, pp. 282-290.
- Ladd, C.C. e Edgers, L. (1972). "Consolidated-undrained direct simple shear tests on Boston blue clay". Research report R72-82, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology. [Citado por Whittle, 1993].
- Magnan, J.P. (1986). "Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles". Rapport de recherche LPC, No. 141, 256 páginas.
- Roscoe, K.H. e Burland, J.B. (1968). "On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay". *Engineering plasticity*, J. Heyman e F.A. Leckie, eds., Cambridge University Press, Cambridge, England.
- Tavenas, F.A.; Mieussens, C.; Bourges, F. (1979). "Lateral displacements in clay foundation under embankments". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16 (3), pp. 532-550.
- Taylor, D.W. (1948). "Fundamentals of Soil Mechanics". John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Venda Oliveira, P.J. (2000). "Aterros sobre solos moles – Modelação numérica", Tese de Doutoramento, pp.598, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Venda Oliveira, P.J.; Lopes, M.; Almeida e Sousa, J. (2002). "Efeitos diferidos no tempo associados à presença de água num maciço envolvente de um túnel". 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2, pp. 1129-1142, Lisboa.
- Venda Oliveira, P.J.; Lopes, M.; Almeida e Sousa, J. (2002). "Evolução no tempo das deformações induzidas pela escavação de um túnel superficial". I Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, pp. 253-263, S. Paulo.
- Whittle, A. J. (1991). "MIT-E3: A constitutive model for overconsolidated clays". *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, pp. 697-702. Beer, Booker e Carter, Balkema, Rotterdam.
- Whittle, A. J. (1993). "Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays". *Géotechnique* 43, nº 2, pp. 289-313.
- Whittle, A. J.; Degroot, Don J.; Ladd, Charles C. (1994). "Model prediction of anisotropic behavior of Boston Blue Clay". *Journal of Geotechnical Engineering*, pp. 199-224, vol. 120, nº 1.
- Whittle, A.J. (1987). "A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction piles". Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology. [Citado por Whittle, 1991, 1993 e por Ganendra, 1993].
- Whittle, A.J. e Kavvasdas, M. (1994). "Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays". *Journal of Geotechnical Engineering*, pp. 173-198, vol. 120, nº 1.
- Wood, D.M. (1990). "Soil behaviour and critical state soil mechanics". Cambridge University Press, Cambridge, England.
- Zienkiewicz, O.C. (1977). "The Finite Element Method". 3ª edição, McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, England.



SOCIEDADE
PORTUGUESA
DE GEOTECNIA

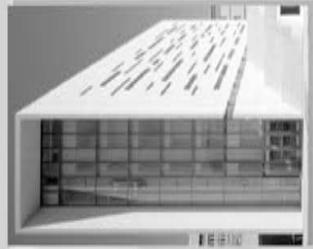


18.º CNG
UNL, 2006

UNIVERSIDADE
NOVA

GEOTECNIA MULTIDISCIPLINAR

10.º CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA



Boletim N.º 1

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Patrocínios

Universidade Nova de Lisboa

22 a 25 de Maio de 2006

CONVITE

A SPG - Sociedade Portuguesa de Geotecnia e a UNL - Universidade Nova de Lisboa têm o prazer e a honra de convidar os interessados a participar no 10.º Congresso Nacional de Geotecnia, a realizar em Lisboa, no Campus de Campolide em Lisboa, de 22 a 25 de Maio de 2006.

Este acontecimento pretende fortalecer a multi e a inter-disciplinaridade da Geotecnia, designadamente reunindo temas e preocupações com que a maioria dos geotécnicos se vê confrontada nas suas actividades profissionais.

Assim, para além da interacção tradicional da Geologia com a Geotecnia vai dar-se ênfase especial aos aspectos ambientais e sísmicos que condicionam a concepção, projecto e realização de obras geotécnicas.

ORGANIZAÇÃO

Foi acordado com a Comissão Científica do Congresso distribuir os trabalhos da seguinte forma:

- 1.º dia
Tema 1 (Geologia e Geotecnia) + Tema 3 (Ambiente)
- 2.º dia
Tema 2 (Sísmica) + Tema 4 (Prática profissional e formação)
- 3.º dia
Conferências temáticas proferidas por personalidades de reconhecido mérito
- 4.º dia
Visitas técnicas a obras em curso na Região de Lisboa e Vale do Tejo (Metro, REFER, Autoestradas)

Serão seleccionadas comunicações quer para constarem nas actas do Congresso e no CD-ROM, quer para apresentação oral, ou ainda em "posters".

Durante as sessões do Congresso, decorrerá uma exposição técnica, dedicada a actividades no âmbito da Geotecnia.

Como eventos sociais está previsto um concerto de piano no 3.º dia, antes da sessão de encerramento, a que se seguirá um banquete na Estufa Fria no Parque Eduardo VII.

Os almoços decorrerão na Cantina do edifício da Residência de estudantes no Campus de Campolide.

TEMAS GERAIS

O Congresso terá como temas gerais:

- Geologia e Geotecnia, nos seus temas clássicos e em recentes desenvolvimentos,
- Sísmica, na caracterização das acções dinâmicas e no comportamento sísmico de obras geotécnicas,
- Ambiente, na poluição dos terrenos e nas técnicas de remediação,
- Prática profissional e formação, em engenharia geotécnica.

CONFERÊNCIAS GERAIS

Estão previstas nos seguintes temas:

- A Geotecnia na formação dos Engenheiros Cívicos.
- Fiabilidade e Reabilitação de Fundações.
- Casos de Obra e Patologias Complexas.

CONFERÊNCIAS TEMÁTICAS

Estão previstas nos seguintes temas:

- Geosintéticos. Dimensionamento.
- Barreiras de estanqueidade.
- Aplicação a Portugal do Eurocódigo 7.
- Engenharia Sísmica Geotécnica. Eurocódigo 8.
- Geotecnia em Obras do Metropolitano de Lisboa.

COMUNICAÇÕES

São especialmente desejadas comunicações nos seguintes sub-temas:

- Novas Técnicas de Prospeção e de Instrumentação Geotécnica. Geotecnia em Obras Lineares.
- Cartografia de Riscos Naturais. Zonagem e Microzonagem Sísmica. Dinâmica dos Solos. Resposta Sísmica de Terrenos. Liquefação Sísmica.
- Melhoramento em Terrenos de Fundação e de Obras Subterrâneas. Casos de Obra e Patologias. Geosintéticos. Caracterização da Fiabilidade em Obra. Durabilidade. Casos de Obra e Patologias.
- Comportamento Sísmico de Aterros Sanitários, Taldões, Túneis, Cortinas Ancoradas, Escoradas e Pregadas.
- Contaminação de Terrenos e de Águas Subterrâneas. Recuperação de Áreas Degradadas. Técnicas de Remediação.
- Aterros Sanitários. Barreiras e Confinamentos Activos. Patologias. Modelação do Transporte de Poluentes em Solos.
- Responsabilidades na Segurança na Abertura de Escavações.
- Medidas para Implementação da Qualidade dos Projectos e das Obras Geotécnicas.

APRECIAÇÃO DAS COMUNICAÇÕES

Os interessados terão de enviar os resumos das comunicações em formato livre e de modo a não exceder 500 palavras.

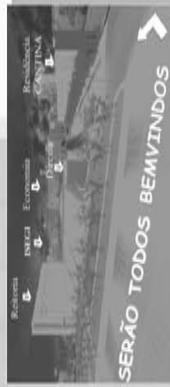
Os autores dos resumos aceites deverão enviar as comunicações dentro do prazo previsto no calendário.

A Comissão Científica apreciará os trabalhos e decidirá sobre a sua aceitação ou sobre a necessidade de alteração ao trabalho.

As fases subsequentes de elaboração e apreciação final das comunicações são as indicadas no calendário do Congresso.

CALENDÁRIO E DATAS LIMITE

- Envio dos resumos até 30 Maio 2005
- Aceitação dos resumos e envio de instruções para apresentação das comunicações até 15 Julho 2005
- Boletim N.º 2 com a ficha de inscrição definitiva até 30 Out 2005
- Envio de comunicações até 16 Dez 2005
- Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações até 31 Jan 2006
- Envio da versão definitiva das comunicações após revisão até 29 Fev 2006
- Boletim N.º 3 até 31 Março 2006
- 10.º Congresso Nacional de Geotecnia 22 a 25 Maio 2006



CORRESPONDÊNCIA E INFORMAÇÕES

A correspondência deverá ser dirigida para:
Comissão Organizadora do 10.º Congresso Nacional de Geotecnia / C/ Prof. António Mineiro
Edifício da Reitoria, Universidade Nova de Lisboa, Campus de Campolide, 1099-085 LISBOA.
Tels.: +351 21 371 56 26 • Móvel: +351 91 834 08 44
Fax (particular): +351 21 797 79 13

CONTACTOS

Secretariado

Anabela Dominguez • E-mail: 10cng@unl.pt
Tels.: +351 21 371 56 07 • Móvel: +351 96 408 71 73
(Geral Reitoria: +351 21 371 56 00)
Fax: +351 21 371 56 30
(Geral Reitoria: +351 21 371 56 14)

Sítios

Congresso: <http://www.unl.pt/10cng>
SPG: <http://www.lneec.pt/spg>

Inscrições

Pode proceder à sua inscrição on-line no sítio do 10.º Congresso Nacional de Geotecnia:
<http://www.unl.pt/10cng>

Preços	Até 03/02/2006	Após 03/02/2006
Sócios da SPG	300 €	360 €
Não Sócios	360 €	420 €
Estudantes	100 €	120 €

A inscrição inclui:

- Participação nas sessões técnicas
 - Participação numa visita técnica
 - Almoços nos três dias (22 a 24 de Maio)
 - Participação nos eventos sociais e culturais
 - Actas impressas dos Congressos e em CD-ROM
 - Cafés nos intervalos das sessões técnicas
- Os estudantes têm direito a participar nas sessões técnicas, ao CD-ROM com as comunicações e, caso haja lugares disponíveis, a uma visita técnica.

Exposição Técnica

22 a 24 de Maio de 2006
Edifício da Reitoria e Parque de Estacionamento.

COMISSÃO DE ACOMPANHAMENTO

Presidente da Assembleia Geral e Direcção da SPG
Presidente do Congresso
Luis Ribeiro e Sousa (Geotécnica)
Fernando Santana (Ambiente)
Pedro Sêco e Pinto (Sismica)

COMISSÃO CIENTÍFICA

Presidente: António Correia Mineiro (UNL)

António Gomes Coelho (LNEC)
António Gomes Correia (UM, SPG)
António Pinto da Cunha (LNEC)
António Pires Carreto
António Silva Cardoso (FEUP)
Carlos Dinis da Gama (IST)
Carlos Sousa Oliveira (IST)
Emanuel Maranhã das Neves (IST)
José Alves Paula (OE)
João Monteiro (Normetro)
Joaquim Barreto (Metropolitano de Lisboa)
José Delgado Rodrigues (LNEC)
José Luis Machado do Vale (Tecnasol FGE, SPG)
José Mateus de Brito (Cenorgeo, SPG)
Luis Leal Lemos (FCTUC)
Luis Ribeiro e Sousa (LNEC, FEUP)
Manuel Matos Fernandes (FEUP)
Pedro Sêco e Pinto (LNEC, FCTUC)
Ricardo Oliveira (COBA, UNL)
Rui M. Correia (LNEC)

COMISSÃO ORGANIZADORA

Presidente: António Correia Mineiro (UNL)

Ana Quintela (FCTUNL)
António Antão (FCTUNL)
Carlos Manuel Nunes da Costa (FCTUNL)
Claudio Cardoso (UA)
Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)
José Alcino Rodrigues Carvalho (FCTUNL)
Laura Caldeira (LNEC, FCTUNL)
Paula Varatojo (FCTUNL)
Teresa Santana (FCTUNL)

LOCAL E DATA

O 10.º Congresso Nacional de Geotecnia irá decorrer em Lisboa, no Campus de Campolide da Universidade Nova de Lisboa, nos dias 22 a 25 de Maio de 2006.



SOCIEDADE
PORTUGUESA
DE GEOTECNIA



SOCIEDAD ESPAÑOLA
DE MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

Lisboa, 29-30/09/2005

www.lnec.pt/spg/2jleg

2^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia

Modelação e Segurança em Geotecnia

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

Estas Jornadas são o reflexo do sucesso das 1^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, realizadas em Madrid em 2003.

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

Os temas escolhidos para as Jornadas são os seguintes:

Tema 1 - Risco Geotécnico

Tema 2 - Modelação Numérica

Tema 3 - Avaliação da Segurança e Eurocódigos

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

2^{as} Jornadas Hispano-Lusas de Geotecnia

Modelación y Seguridad en Geotecnia

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

La realización de estas Jornadas es consecuencia del éxito que tuvieron las 1^{as} Jornadas Hispano-Lusas de Geotecnia, realizadas en Madrid en 2003.

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

Los temas escogidos para las Jornadas son los siguientes:

Tema 1 - Riesgo Geotécnico

Tema 2 - Modelación Numérica

Tema 3 - Evaluación de la Seguridad y Eurocódigos

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



SOCIEDADE
PORTUGUESA
DE GEOTECNIA



SOCIEDAD ESPAÑOLA
DE MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

Datas Limite Fechas Limite

Apresentação de Comunicações Presentación de Comunicaciones	
Apresentação de Resumos Presentación de Resúmenes	15/03/2005
Aceitação de Resumos Aceptación de Resúmenes	15/04/2005
Envio das comunicações Envío de las comunicaciones	30/06/2005
Aceitação das comunicações Aceptación de las comunicaciones	31/07/2005
Boletim n° 2 - Inscrição Boletín n° 2 - Inscripción	
	30/06/2005

Comissão Organizadora Comité Organizador

Presidente
António Gomes Correia (SPG, UMinho)

Vice-Presidente / Vicepresidente
Vicente Cuéllar Mirasol (SEMSIG, CEDEX)

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

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

Preços Precios

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

Comissão Técnica Comité Técnico

Presidente
Carlos Alberto de Brito Pina (LNEC)

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

Local Local

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

Contactos Contactos

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



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, 6.º.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217925000
Fax: (351) 213537492

REGIÃO NORTE
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.º.
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: (244-1) 780909
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

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

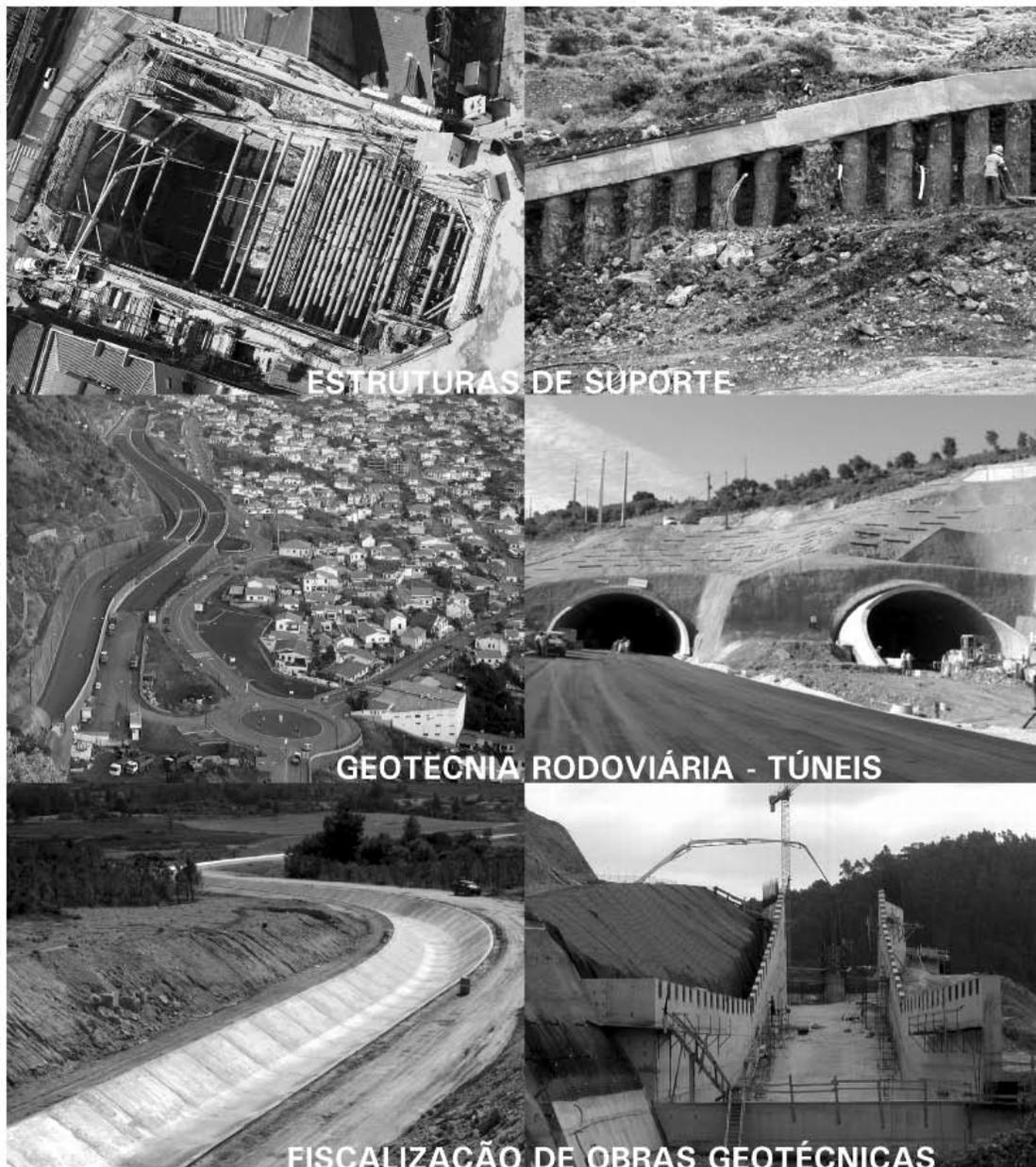


As Raízes nem sonham
até onde podemos ir

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



Engenharia Geotécnica



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

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



Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

MCSC

mlpc PORTANOMETRE



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

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 subterrâneas
- H 6 Bases e pavimentos de estradas, caminho de ferro e aeroportos
- H 7 Portos, canais e projectos de protecção costeira
- H 8 Condutas 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 pedregulhos
- 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** **Comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas**
Jaime Alberto dos Santos
- 49** **Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim definitivas por perda de equilíbrio vertical**
Nuno M. da Costa Guerra
- 95** **Avaliação da capacidade de confinamento de solos finos portugueses: selecção dos lixiviados e dos solos**
António José Roque
- 143** **MIT-E3: Modelo constitutivo para argilas. Formulação, potencialidades e limitações**
Paulo José da Venda Oliveira