

# COMPORTAMENTO DE UMA ZONA DE DESLIZAMENTO NUM ATERRO DE RESÍDUOS DE LISBOA APÓS A IMPLEMENTAÇÃO DE MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO

Behaviour of a slide area at a Lisbon's MSW landfill after implementation of stabilizing measures

Fernando Pardo de Santayana \*

**RESUMO** – O trabalho descreve as medidas de estabilização e o plano de monitorização adoptado para a expansão Este do Aterro de Resíduos de Beirolos, em Lisboa. Em Junho de 1995 esta expansão viu-se afectada, durante a construção, por um deslizamento de dimensões significativas, como consequência de uma avaliação incorrecta, no projecto, do grau de consolidação e da resistência dos solos lodosos do terreno de fundação. As medidas de correcção após o deslizamento incluíram um reperfilamento da superfície na zona da expansão Este e um tratamento do terreno mediante a instalação de geodrenos verticais e a colocação de uma sobrecarga. Os resultados da instrumentação e dos ensaios *in situ* foram utilizados para analisar o comportamento da zona tratada após a implementação destas medidas. O plano de monitorização adoptado serviu de sistema de alerta e permitiu confirmar a eficácia do tratamento.

**SYNOPSIS** – The paper describes the stabilization measures and the monitoring scheme adopted for the Eastern Expansion of Beirolos Municipal Landfill, in Lisbon. In June 1995, this expansion was affected by a large landslide during construction, caused by a design misevaluation of the degree of consolidation and strength of the foundation soft clayey soils. Remedial measures after the failure included slope grading, installation of vertical drains and placement of a surcharge fill. The results of the instrumentation and *in situ* tests were used to analyse the behaviour of the area after implementation of these measures. The monitoring plan adopted provided an efficient warning system and enabled to assess the effectiveness of the treatment.

## 1 - INTRODUÇÃO

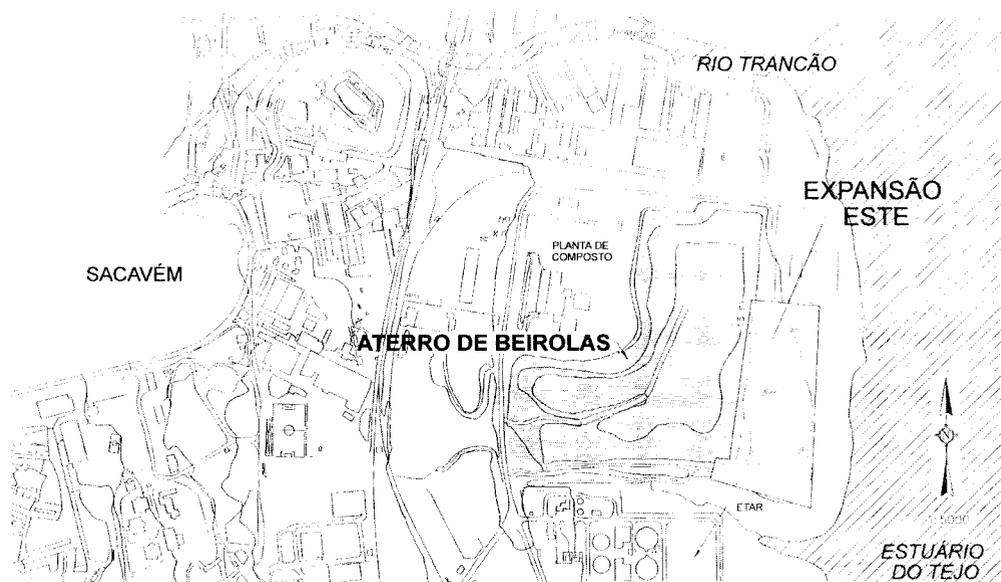
### 1.1 - O deslizamento da expansão Este do Aterro de Beirolos

O aterro de resíduos de Beirolos localiza-se numa área baixa e plana na margem direita do estuário do Tejo, em Lisboa. Em finais de 1994, antes da realização dos trabalhos de selagem final e recuperação empreendidos pela Parque EXPO 98, o aterro ocupava uma área de 17 hectares e atingia uma altura de cerca de 15 m sobre o terreno circundante (Fig. 1). Foi então iniciada a construção de uma expansão lateral, destinada à deposição de cerca de 250.000 m<sup>3</sup> de solos contaminados, procedentes das escavações nos locais das antigas indústrias petrolíferas da área de intervenção da Parque EXPO 98. A zona escolhida para construir esta expansão foi uma faixa de terreno com cerca de 180 m de largura, relativamente plana, situada entre o talude Este do aterro e o rio Tejo, a uma cota média de +4 m, NGP (Nivelamento Geral do País). Esta expansão foi dividida em três células, ocupando uma área aproximadamente rectangular de 7,5 hectares.

---

\* Investigador Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

O perfil do terreno de fundação do aterro de Beirolas é constituído, de baixo para cima, por: a) o substrato Miocénico e Pio-pleistocénico, composto, fundamentalmente, por camadas alternadas de calcários arenosos e arenitos calcários, localizado a profundidade variável (a uma cota média entre -10 m e -20 m, NGP, sob o aterro de resíduos, embora subindo até à cota -1 m, no extremo Oeste, e descendo até -55 m, no extremo Norte do mesmo; na expansão Este o substrato encontra-se a uma cota entre -25 m e -30 m); b) uma camada de areias e seixos basais de espessura reduzida (normalmente inferior a 1 m), irregular e às vezes ausente, c) uma formação aluvionar predominantemente argilosa (solos lodosos), com o seu topo situado sensivelmente à cota +0 m, NGP; d) uma camada de aterros artificiais silto-argilosos de 4-5 m de espessura (diminuindo para Leste até se anular no rio), depositada nos anos 70 e 80 (Fig. 2).



**Fig. 1** - Localização da Expansão Este do aterro de Resíduos de Beirolas.

No que diz respeito às características geotécnicas da formação lodosa aluvionar, é constituída predominantemente por solos argilosos moles, classificáveis dentro dos grupos CL e CH do Sistema Unificado (ASTM D-2487). O seu índice de plasticidade ( $I_p$ ) varia tipicamente entre 20 e 30 %, e o limite de liquidez ( $w_L$ ) entre 50 e 65 %. O teor em água natural ( $w$ ) é próximo do limite de liquidez, e o peso volúmico saturado é de aproximadamente 16,5 kN/m<sup>3</sup>, em média, na zona da expansão Este. O coeficiente de permeabilidade vertical dos solos lodosos, determinado em ensaios de consolidação, é da ordem de 1 a 5x10<sup>-10</sup> m/s, o índice de compressibilidade em deformações,  $C_{C\varepsilon}$  (definido como  $C_C / (1 + e_0)$ ), é da ordem de 0,20, e o coeficiente de consolidação,  $c_v$ , da ordem de 2 a 5x10<sup>-8</sup> m<sup>2</sup>/s. A resistência ao corte não drenada ( $s_u$ ) caracteriza-se pela relação  $s_u = 0,22 \sigma'_{v0}$ , onde  $\sigma'_{v0}$  é a tensão efectiva vertical de consolidação.

A construção da expansão Este começou em Dezembro de 1994. Em 25 de Junho de 1995, a construção dos sistemas de confinamento basal das células da expansão Este encontrava-se já totalmente terminada, tendo sido colocados aproximadamente 110.000 m<sup>3</sup> de solos contaminados nas células 2 e 3. A pilha de solos atingia praticamente as cotas finais de projecto nestas duas células. Nesse dia ocorreu um deslizamento de grandes dimensões, com cerca de trezentos metros de frente, afectando severamente a totalidade da zona preenchida com solos

contaminados nas células 2 e 3, a qual assentou cerca de 4 metros, deslocando-se vários metros para o rio. O deslizamento estendeu-se mesmo até ao rio, observando-se nitidamente uma emersão do seu leito na zona de flutuação das marés frente às células 2 e 3 (Fig. 3).

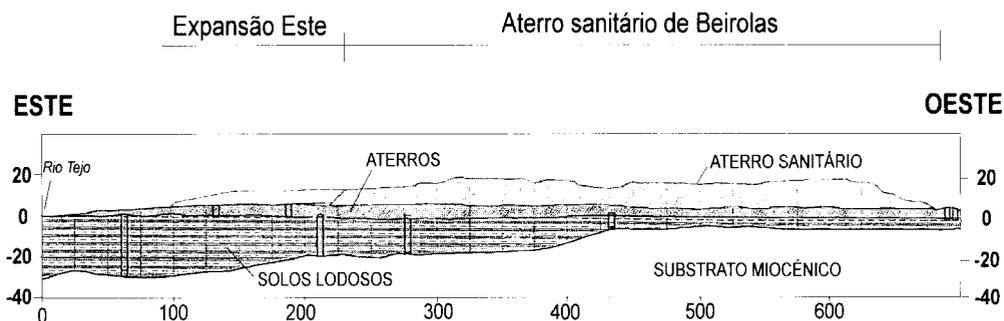


Fig. 2 – Corte geológico Este-Oeste do Aterro de Resíduos de Beirolas.

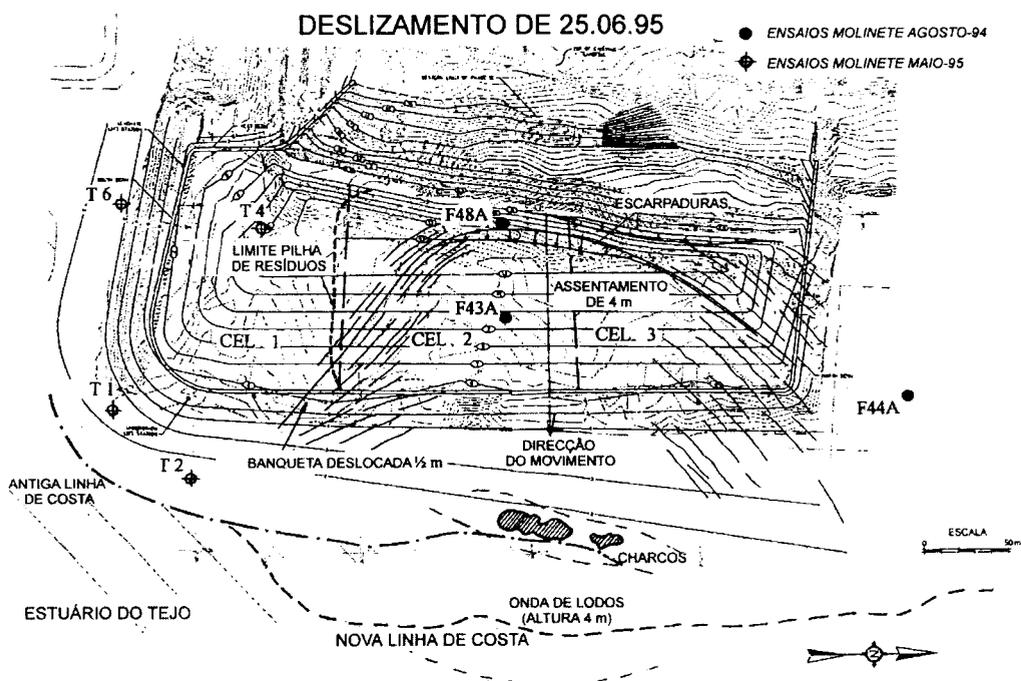
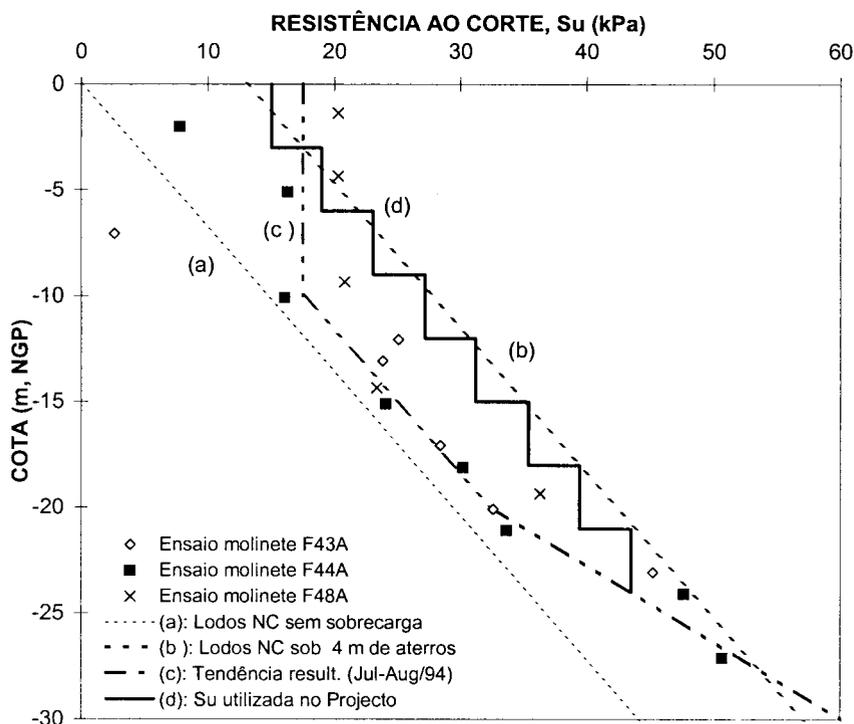


Fig. 3 – Representação do deslizamento de 25.06.95 na expansão Este do aterro.

A pedido do dono da obra, a Parque EXPO, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) analisou as causas do deslizamento (LNEC, 1995), concluindo que houve um erro de projecto na avaliação da resistência ao corte dos solos lodosos da fundação. Os cálculos de

estabilidade do projecto consideraram que os lodos estavam normalmente consolidados sob a sobrecarga dos aproximadamente 4 m de aterros existentes no local. Porém, o excesso de pressão intersticial causado pela colocação da camada de aterro nos anos 70-80 tinha experimentado uma dissipação ainda muito reduzida, nomeadamente entre as cotas -10 e -20 m, NGP, no momento em que a construção da expansão Este começou. A meia altura da camada de solos lodosos, a diferença entre a resistência ao corte não drenada real e a utilizada nas análises de estabilidade do projecto era da ordem de 10 kN/m<sup>2</sup> (Fig. 4).



**Fig. 4** – Diferenças entre a resistência dos solos lodosos utilizada no projecto e a determinada a partir dos ensaios de corte rotativo efectuados em 1994.

Em Julho de 1995 foi levada a cabo uma campanha de reconhecimento geotécnico na área da expansão Este, que permitiu obter informações sobre a resistência dos solos lodosos após o acidente, tanto na zona do deslizamento, como nas zonas não atingidas pelo mesmo. A campanha (Fig. 5) incluiu ensaios de corte rotativo (VST), ensaios com o cone-penetrómetro (CPT), ensaios SPT (“standard penetration test”), colheita de amostras indeformadas e um levantamento topográfico aéreo da superfície do terreno. Os resultados dos ensaios, nomeadamente os VST e CPT, revelaram claramente uma redução da resistência ao corte não drenada dos solos lodosos na zona afectada pelo deslizamento relativamente à situação anterior, bem como relativamente às zonas situadas fora da área deslizada. Esta perda de resistência, devida às deformações e ao remeximento do solo durante a rotura, foi particularmente significativa entre as cotas -10 e -25 m, NPG. Nestas cotas a diferença de resistência entre o perfil deduzido dos resultados dos ensaios, e o perfil de resistência teórico

correspondente aos solos normalmente consolidados (sem sobrecarga de aterros), atinja valores até  $13 \text{ kN/m}^2$  (Fig 6).

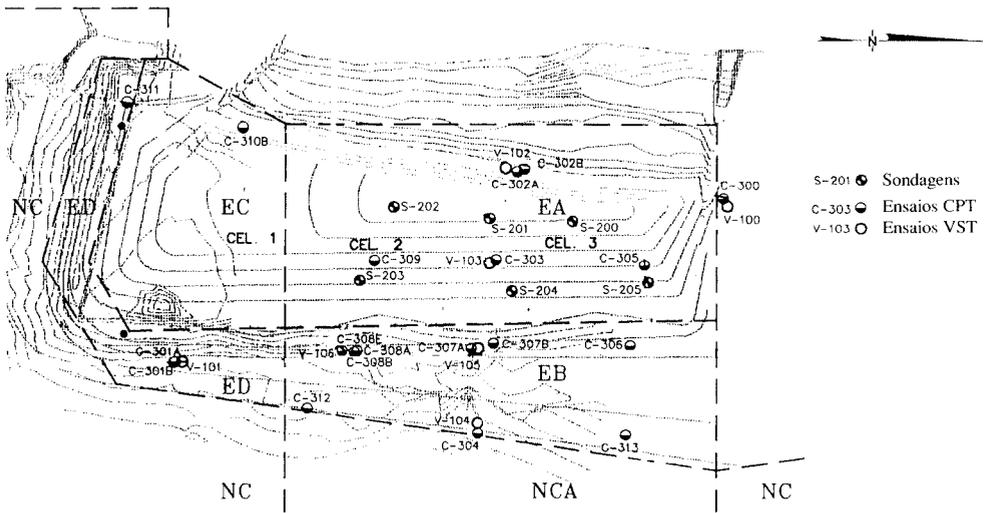


Fig. 5 – Localização dos ensaios de reconhecimento de Jul/95, e divisão em zonas (EA, EB, NCA, EC, ED e NC) segundo a resistência dos solos lodosos após o deslizamento.

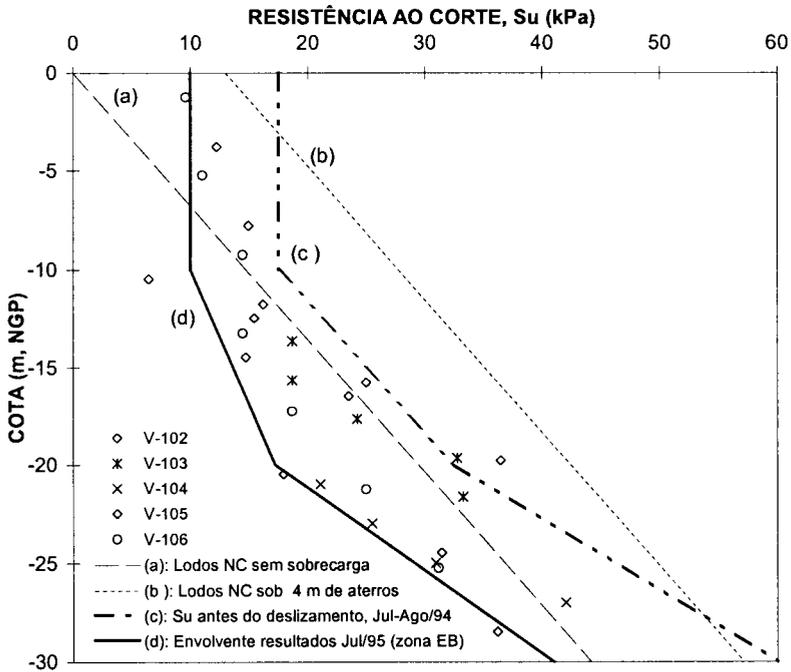


Fig. 6 – Resultados de ensaios VST e resistência dos solos lodosos após o deslizamento (Jul/95).

## 1.2 - Medidas correctivas

A partir do acidente suspendeu-se a colocação de solos contaminados na expansão Este e adoptaram-se uma série de medidas correctivas imediatas, tais como a reconstrução ou reparação de estações elevatórias e poços de extracção de lixiviados, tubagens, banquetas e outros elementos das células inutilizados pelo deslizamento. Durante os primeiros meses de 1996 foi levado a cabo um reperfilamento do terreno na zona afectada pelo deslizamento (Fig. 7), de forma a uniformizar e suavizar a inclinação da sua superfície entre o talude Este do aterro e o rio. Foram feitas análises de estabilidade estática utilizando, para os solos lodosos, perfis de resistência determinados com base nos resultados da campanha de reconhecimento de Julho de 1995 para as diferentes zonas da expansão Este (Fig. 5). Estas análises indicaram que, por meio do reperfilamento da superfície do terreno na zona afectada pelo deslizamento, os coeficientes de segurança a curto prazo aumentavam de um valor próximo à unidade até cerca de 1,5 (Fig. 8).

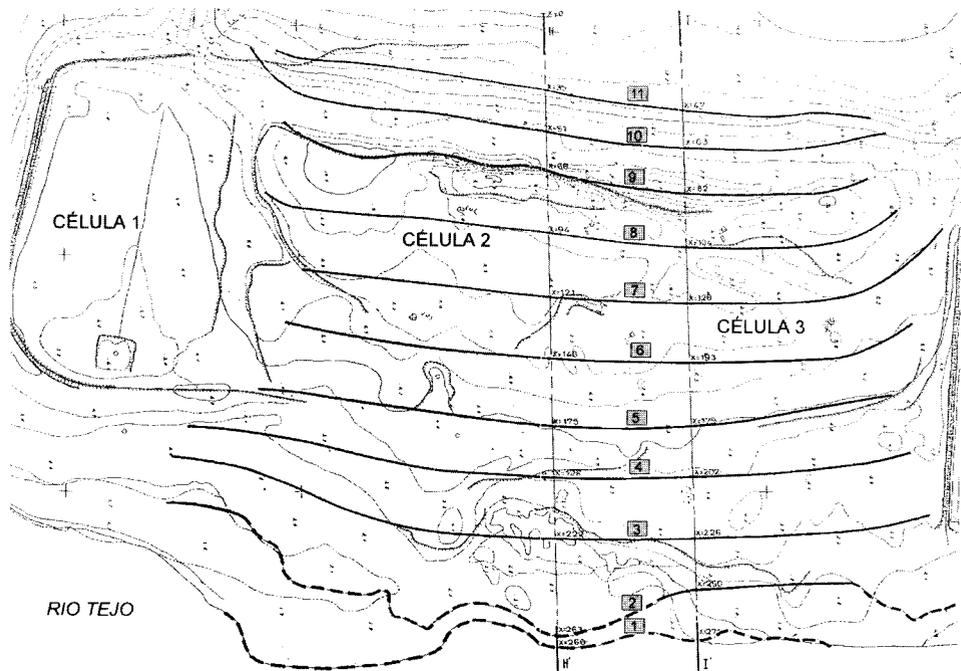


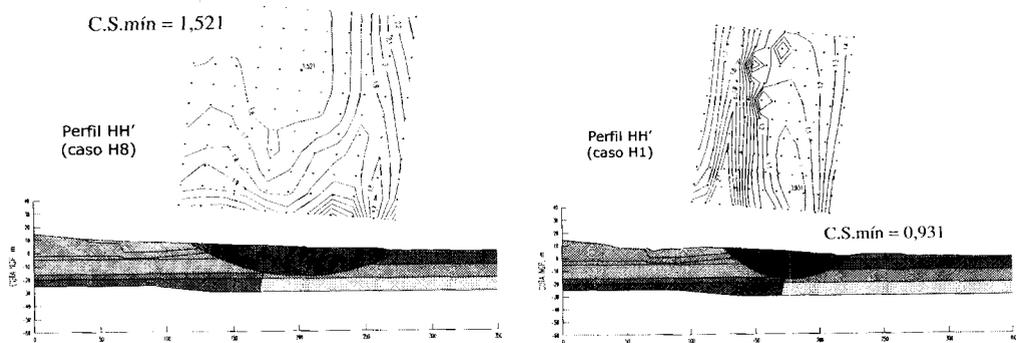
Fig. 7 – Reperfilamento efectuado na zona afectada pelo deslizamento.

A finalização das obras de selagem do aterro de resíduos previa a colocação duma camada de cobertura final, com, aproximadamente, um metro de terras sobre o mesmo, incluindo as células 2 e 3 da expansão Este, onde foram colocados os solos contaminados. Relativamente à célula 1, renunciou-se à colocação de solos contaminados nesta, e foi decidida a construção duma nova banqueta entre as células 1 e 2 para limitar, pelo lado Sul, a expansão Este. Tendo em conta o carregamento que a construção da camada de cobertura exerceria sobre as células 2 e 3, foi decidido efectuar um reforço do terreno na zona da expansão Este, com o objectivo de poder colocar a camada de cobertura antes da inauguração da EXPO 98, mantendo, no fim das

obras, coeficientes de segurança a curto prazo da ordem de 1,5. O sistema de melhoramento adoptado (GeoSyntec, 1996) consistiu na instalação de geodrenos verticais, acompanhada da colocação duma plataforma de sobrecarga na faixa de terreno situada entre as células da expansão Este e a margem do rio, com o objectivo de aumentar a resistência ao corte dos solos lodosos, num prazo reduzido, nesta zona. A colocação de drenos verticais no interior da expansão Este foi rejeitada para evitar perfurar o sistema de confinamento basal da mesma, incluindo, nomeadamente, como parte deste sistema, a camada de solos aluvionares lodosos. Em face da elevada sensibilidade da zona em questão, foram instalados diferentes dispositivos de observação (marcas superficiais, tubos inclinométricos e células de pressão intersticial) e foram também efectuados ensaios de molinete nos solos lodosos, aquando da instalação dos drenos e vários meses depois, de modo a avaliar o ganho de resistência. A evolução do tratamento foi acompanhada pelo LNEC a pedido do dono de obra (LNEC, 1997).



a)



b)

c)

**Fig. 8** – Análises de estabilidade, antes e após o reperfilamento, ao longo do perfil HH' na zona do deslizamento: a) corte do terreno; b) superfície crítica e coeficiente de segurança antes do reperfilamento; c) superfície crítica e coeficiente de segurança depois do reperfilamento.~

Em resumo, os solos lodosos da fundação na zona do tratamento, os quais se encontravam, antes do deslizamento de 1995, num estado próximo da consolidação normal sob o seu próprio peso (sem reflectir o peso da camada superficial do aterro), experimentaram uma perda notável de resistência, em particular a determinadas profundidades (entre as cotas -10 e -25 m, NPG), como consequência do deslizamento. Com a instalação dos drenos verticais pretendia-se, por meio da dissipação do excesso de pressões intersticiais, acelerar o processo de consolidação destes solos lodosos sob a carga do aterro existente e da nova sobrecarga, recuperando, igualmente, a perda de resistência causada pelo deslizamento. Na zona de instalação dos drenos, a espessura dos aterros existentes sobre os lodos variava, em geral, entre os 6 m, junto às células, e os 0 m, junto ao rio, com excepção de determinados locais, nos quais esta espessura era significativamente maior, segundo foi possível comprovar durante a campanha de reconhecimento de Julho de 1995 e, posteriormente, durante a instalação dos geodrenos, seguramente devido a deslizamentos antigos ocorridos durante a deposição dos aterros.

## 2 - DESCRIÇÃO DO TRATAMENTO DO TERRENO

### 2.1 - Geodrenos e plataforma de sobrecarga

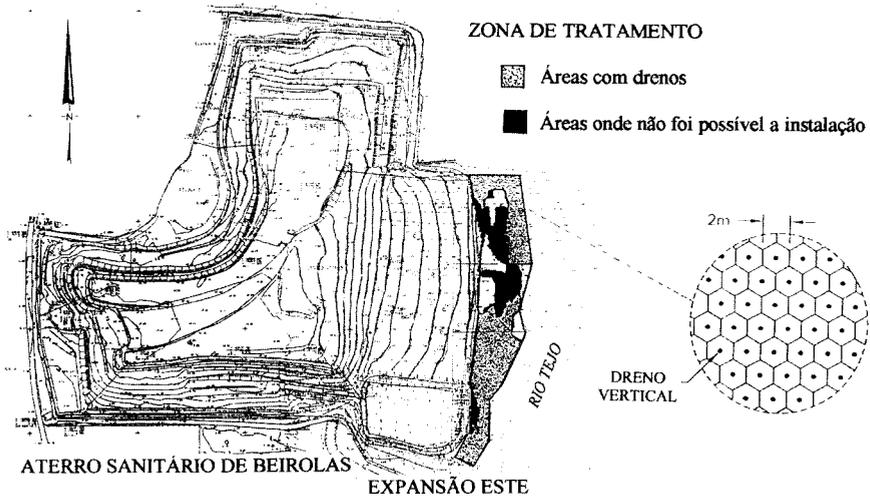
O tratamento com drenos verticais foi efectuado numa faixa de terreno situada entre a expansão Este do aterro e o rio Tejo, com cerca de 60 m de largura, frente às células 2 e 3, e com cerca de 40 m frente à célula 1 (Figs. 9 e 10). A superfície do terreno, nesta zona, que apresentava uma forma ondulada causada pelo deslizamento, foi regularizada preenchendo com areia as zonas afundadas. Uma espessura mínima de 0,5 m de areia foi colocada sobre toda a zona antes da instalação dos geodrenos, a qual decorreu entre Dezembro de 1996 e Janeiro de 1997. O espaçamento entre os geodrenos foi de 2 m (área por dreno de 3,46 m<sup>2</sup>), e o seu comprimento de uns 30 a 35 m, desde a superfície do terreno (a uma cota entre +2 e +5 m, NGP) até ao substrato Miocénico e Plio-pleistocénico. A instalação dos geodrenos devia realizar-se de forma a atravessar totalmente a camada de solos lodosos moles e atingir o topo do substrato. No entanto, isto não foi possível em toda a área prevista, devido à espessura e à consistência das camadas de aterros superficiais nalguns locais. Nas Figs. 9 e 11 indicam-se as zonas nas quais os drenos foram instalados de acordo com o previsto, até à base dos solos lodosos, e as zonas em que isso não foi possível.

Após a instalação dos drenos, foi construída a plataforma de sobrecarga (Fig. 10), com uma altura máxima de cerca de 1,75 m. Estes trabalhos decorreram entre 10.04.97 e 15.05.97. Entre a camada de areia de regularização e o aterro de sobrecarga foi colocado um geotêxtil de filtro.

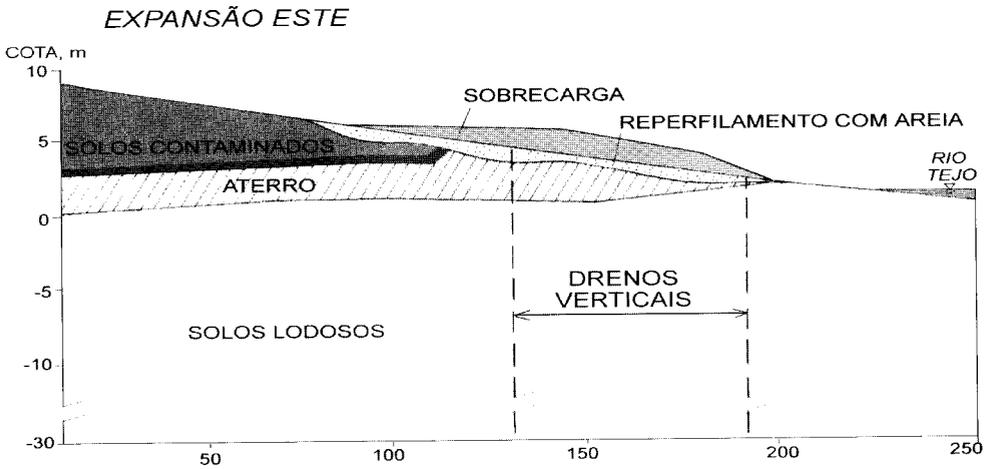
Considerando, a partir da informação disponível sobre as características dos solos lodosos, um coeficiente de consolidação horizontal,  $c_h$ , de  $7 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s, obter-se-ia, por meio dos drenos verticais, 70% da consolidação num prazo de 10 meses, e 90% da consolidação em 19 meses. O aumento da resistência, no final do processo de consolidação, conduziria a uma lei de resistência/profundidade paralela à correspondente aos solos lodosos normalmente consolidados sem a sobrecarga dos aterros (definida, nesta formação, pela relação  $s_u = 0,22 \sigma'_{v0}$ , sendo  $s_u$  a resistência ao corte não drenada, e  $\sigma'_{v0}$  a tensão vertical efectiva inicial nos solos lodosos sem sobrecarga) e deslocada de uma quantidade igual a  $\Delta s_u = 0,22 \Delta \sigma'_v$ , onde  $\Delta \sigma'_v$  é o incremento de tensão efectiva vertical devido ao peso das camadas de aterro colocadas acima do topo dos solos lodosos, originariamente à cota 0 m, NGP, aproximadamente.

De acordo com as análises de estabilidade efectuadas, imediatamente após a construção do aterro de sobrecarga (adoptando como resistência dos solos lodosos a hipótese menos favorável: a envolvente de resultados de Julho de 1995), o coeficiente de segurança mínimo seria, aproximadamente, de 1,3, correspondendo a uma superfície de deslizamento crítica

localizada na zona da plataforma. Com a resistência correspondente a 10 meses de consolidação com os geodrenos, e com a camada de cobertura final colocada nas células 2 e 3, os cálculos de estabilidade indicavam um coeficiente de segurança mínimo de cerca de 1,5.



**Fig. 9** – Localização da área tratada com drenos verticais na expansão Este do aterro de Beirolas.



**Fig. 10** – Corte transversal da zona tratada com drenos verticais.

## 2.2 - Instrumentação e monitorização

Foi adoptado um plano de observação com um duplo objectivo: servir de sistema de alerta para detectar sinais de potenciais processos de instabilidade, especialmente durante e após a

construção da plataforma de sobrecarga, e observar o comportamento e evolução do tratamento com os geodrenos. Em Fevereiro de 1997 foram instalados três inclinómetros verticais (I-1, I-2 e I-3) junto ao pé do talude Este da plataforma, com a base encastrada no substrato Miocénico e Plio-pleistocénico, com comprimentos entre 36 e 47 m. Foram colocados, também em Fevereiro de 1997, dois piezómetros eléctricos de corda vibrante, P-1 e P-2, a meia profundidade no depósito de solos lodosos. Em 15.04.97 foram instaladas três marcas superficiais: PA-1, PA-2 e PA-3, aproximadamente à cota 4 m, NGP, para medição de assentamentos e deslocamentos horizontais. A localização em planta destes dispositivos apresenta-se na Fig 11. As marcas superficiais e os piezómetros foram instalados, aproximadamente, no eixo longitudinal da faixa de terreno tratada.

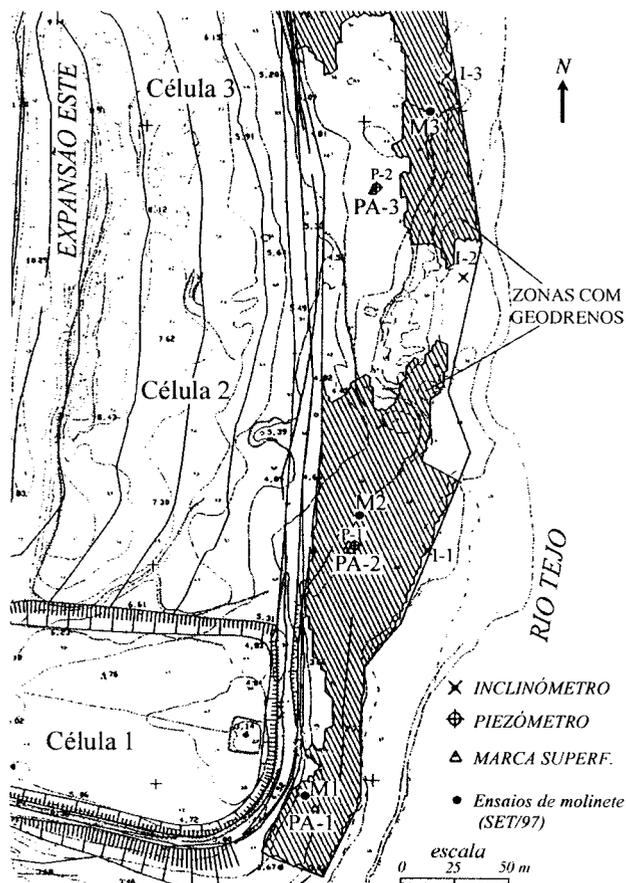


Fig. 11 – Localização da instrumentação e dos ensaios de corte rotativo de Set/97.

As leituras efectuadas nos inclinómetros I-1 e I-3, localizados junto a zonas providas de geodrenos, mostraram, desde o início, deslocamentos horizontais contínuos para o rio, os quais, em Junho de 1997, após 4 meses de medições, atingiram valores máximos de 0,14 m (a 5 m de profundidade) e de 0,095 m (a 15 m de profundidade), respectivamente. Em 16.06.97 o inclinómetro I-3 ficou obturado ou partiu a uma profundidade de 15 m, coincidindo com o

aparecimento duma série de fissuras na superfície do terreno no limite entre a célula 3 e a zona do tratamento. Um mês depois aconteceu o mesmo com o I-1, a 20 m de profundidade, aproximadamente. Após uma análise das possíveis causas, as roturas foram atribuídas ao próprio processo de consolidação da camada de solos lodosos. Foram, porém, adoptadas algumas precauções, incluindo a retirada parcial da plataforma de sobrecarga na área do I-3, bem como um incremento da frequência das medições.

O inclinómetro I-2, localizado junto a uma zona onde não foi possível a instalação dos drenos verticais, mostrou um comportamento diferente do dos outros dois, com deslocamentos de menor grandeza e sem chegar a partir (Fig. 12). O deslocamento horizontal máximo, em Setembro de 1997, foi de aproximadamente 0,07 m, em direcção ao rio.

Relativamente aos piezómetros, nenhum dos dois chegou a funcionar devidamente, impossibilitando a sua utilização relativamente cedo após a instalação.

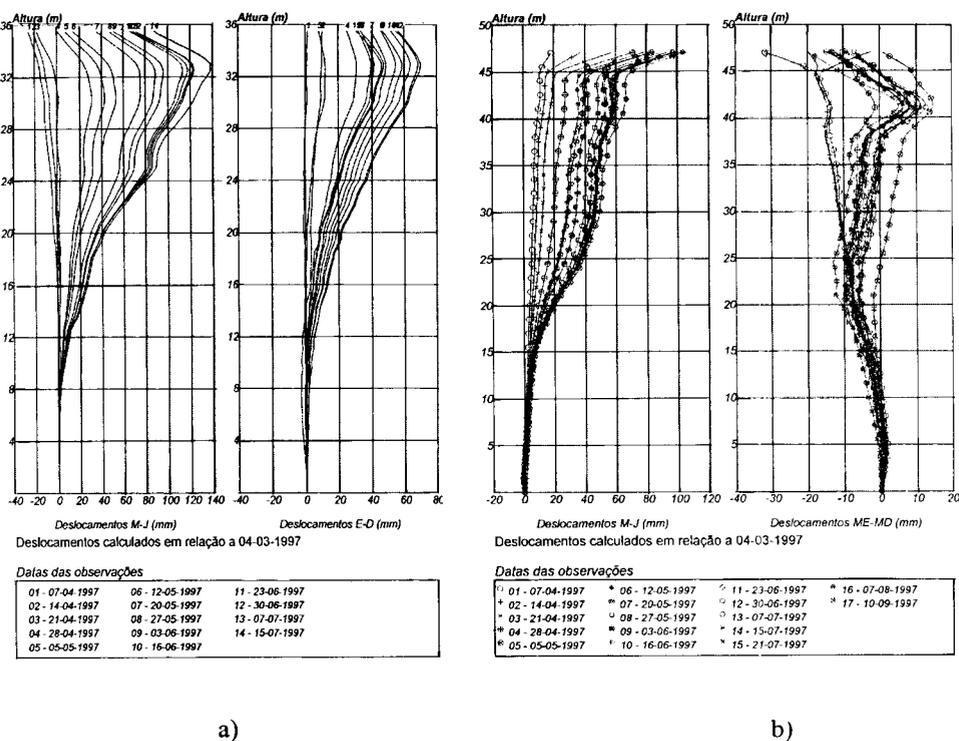


Fig. 12 – Deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros: a) I-1; b) I-2

Os valores e a direcção dos movimentos horizontais medidos nas marcas PA-1, PA-2 e PA-3 foram concordantes com os resultados dos deslocamentos registados nos inclinómetros localizados perto delas. Com respeito aos assentamentos, as marcas PA-1 e PA-2, situadas em áreas de drenos verticais, assentaram duma maneira regular e com um ritmo decrescente, atingindo valores de 0,43 e 0,74 m, respectivamente, em Outubro de 1997 (Fig. 13). Na marca PA-3, instalada sobre uma zona sem drenos, foi observado um comportamento diferente: os assentamentos cessaram praticamente após os primeiros 3 meses. Em Outubro de 1997, o assentamento total na marca PA-3 foi de 0,24 m.

### 3 - ANÁLISE DE ASSENTAMENTOS NA ZONA DE DRENOS VERTICAIS

#### 3.1 - Evolução dos assentamentos nas marcas PA-1 e PA-2

Os assentamentos medidos nas marcas PA-1 e PA-2 de Abril a Dezembro de 1997 foram comparados com os assentamentos calculados de acordo com um modelo representativo do processo de consolidação horizontal dos solos lodosos com drenos verticais.

O grau de consolidação médio duma camada de solos provida de drenos verticais ( $U_h$ ) pode exprimir-se da seguinte maneira:

$$U_h = 1 - \exp[-8T_h / F(n)] \quad (1)$$

onde  $T_h$ , o factor de tempo, se calcula a partir da expressão  $T_h = (c_h t) / d_e^2$ . Nesta expressão,  $t$  é o tempo para atingir o grau de consolidação em questão,  $c_h$  é o coeficiente de consolidação horizontal e  $d_e$  é o diâmetro efectivo da área correspondente a cada dreno, dado pela expressão  $d_e = 1,05s$ , em que  $s$  é o espaçamento entre drenos.

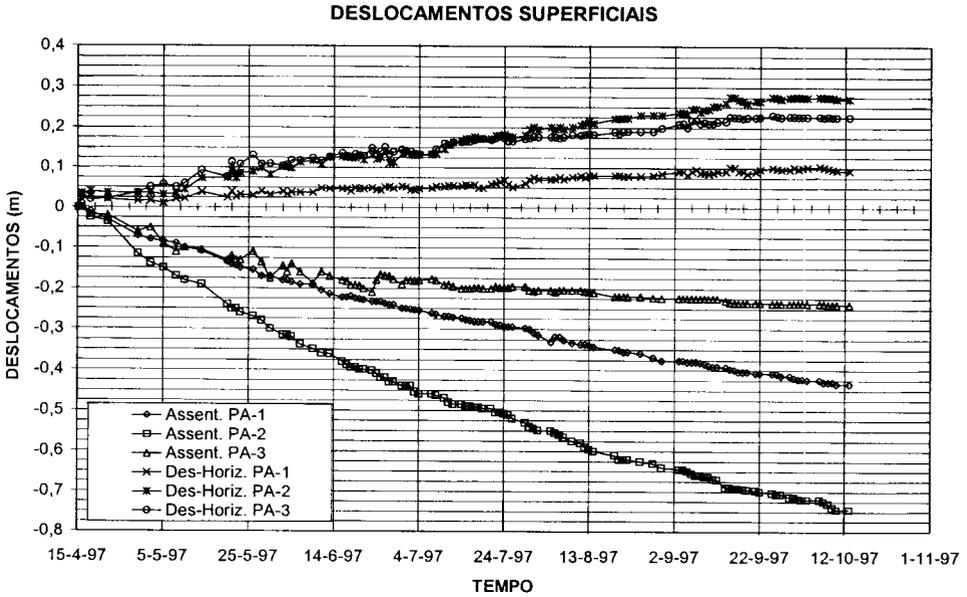


Fig. 13 – Assentamentos e deslocamentos horizontais medidos nas marcas superficiais PA-1, PA-2 e PA-3.

Em (1),  $F(n)$  é uma função do espaçamento entre os drenos verticais, podendo utilizar-se a seguinte:  $F(n) = \ln(n) - 0,75$ . A relação de espaçamento,  $n$ , é igual ao quociente  $d_e / d_w$ , onde  $d_w$  é o diâmetro equivalente do dreno vertical:  $d_w = 2(a+b) / \pi$ , sendo  $a$  e  $b$  a largura e a espessura, respectivamente, do dreno de plástico.

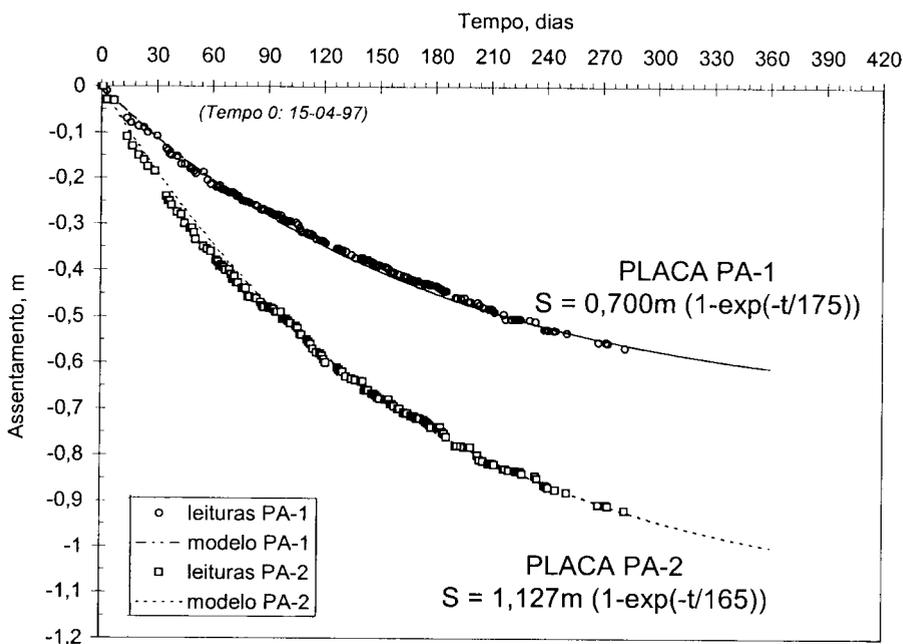
Os valores assumidos para os diferentes parâmetros foram os seguintes:  $a = 0,1$  m;  $b = 0,003$  m;  $d_w = 0,065$  m;  $d_e = 2,1$  m;  $c_h = 7 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. Com estes valores, a expressão (1) resulta na seguinte relação entre  $U_h$  e  $t$ :

$$U_h = 1 - \exp(-t / 247,5) \quad (t \text{ em dias}) \quad (2)$$

Os resultados dos assentamentos nas marcas PA-1 e PA2 apresentam-se na Fig. 14. Pode verificar-se que em ambos os casos é possível ajustar uma curva assentamento-tempo que corresponda a uma expressão matemática análoga à (2).

Os assentamentos registados na marca PA-1 podem representar-se com muita aproximação mediante a seguinte expressão:  $U_h = 1 - \exp(-t/175)$ , juntamente com um valor do assentamento final de 0,7 m (ver Fig. 14). A utilização desta expressão supõe assumir um coeficiente de consolidação horizontal,  $c_h$ , de  $9,9 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , ligeiramente superior, portanto, ao estimado no projecto ( $7,0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ ). Como simplificação, adoptou-se como origem de tempos a data de colocação das marcas, 15.04.97, coincidente com a colocação da sobrecarga, aproximadamente.

No caso da marca PA-2 (Fig. 14), pode ajustar-se, aos assentamentos medidos, uma curva assentamento-tempo dada por:  $U_h = 1 - \exp(-t/165)$ , juntamente com um valor do assentamento final de 1,127 m. Esta expressão corresponde a um coeficiente de consolidação horizontal de  $1,05 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ , semelhante, portanto, ao calculado para a marca PA-1. O ajuste é relativamente elevado, apesar de a marca PA-2 ficar muito perto da zona em que foi retirada parcialmente a sobrecarga em finais de Junho.



**Fig. 14** – Assentamentos medidos nas marcas PA-1 e PA-2 e modelos matemáticos ajustados aos valores medidos.

De acordo com as curvas obtidas para ambas as marcas, o grau de consolidação seria da ordem de 83 % num prazo de 10 meses, bastando 13 meses para atingir 90 % da consolidação.

### 3.2 - Cálculo dos assentamentos finais de consolidação

Os assentamentos de consolidação nos locais das marcas PA-1 e PA-2 foram calculados de acordo com a expressão:

$$S = C_{ce} H \log\left(1 + \Delta\sigma'_v / \sigma_{v0}\right) \quad (3)$$

onde  $S$  é o assentamento de consolidação,  $H$  é a espessura da camada de solo (depósito de solos lodosos),  $C_{ce}$  é o índice de compressibilidade em deformações dos solos lodosos (0,18, neste caso),  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical efectiva inicial e  $\Delta\sigma'_v$  é o incremento de tensão vertical efectiva.

As espessuras das diferentes camadas de solos e as cotas da superfície do terreno, em diferentes momentos, nos locais das duas marcas resumem-se no Quadro 1.

**Quadro 1** – Espessuras de camadas e cotas nos locais das marcas PA-1 e PA-2.

	PA-1	PA-2
a) Espessura inicial dos solos lodosos (m)	25,00	30,00
b) Espessura dos aterros preexistentes (m)	3,00	3,00
c) Cota inicial do terreno (m, NPG)	+3,00	+3,00
d) Espessura da camada de areia (m)	0,71	1,00
e) Espessura da camada de aterro (m)	0,72	0,70
f) Cota após a colocação da sobrecarga (m, NPG)	+4,43	+4,70

De acordo com os dados disponíveis, foram adoptados os seguintes pesos volúmicos totais: solos lodosos, 16,5 kN/m<sup>3</sup>; aterro preexistente, 17,0 kN/m<sup>3</sup>; areia, 20,0 kN/m<sup>3</sup> e aterro de sobrecarga, 18,0 kN/m<sup>3</sup>. O nível freático supôs-se situado à cota +1 m, NPG, e para ter em conta a sua posição no final da consolidação, consideraram-se, à partida, uns assentamentos iguais aos deduzidos na secção anterior.

Foi preciso assumir outras hipóteses relativamente ao grau de consolidação da camada de solos lodosos em Abril de 1997, momento em que a plataforma foi construída e as marcas PA-1 e PA-2 foram colocadas. No caso da marca PA-1, considerou-se que, em Janeiro de 1997, data da instalação dos geodrenos, os solos lodosos se encontrariam num estado normalmente consolidado no que diz respeito, apenas, ao seu peso próprio, e que, em Abril de 1997 (data de colocação da sobrecarga), o processo de consolidação relativo ao peso da camada de aterros preexistentes teria atingido um grau de 50% (após 4 meses de consolidação com os geodrenos).

No caso da marca PA-2, cujo local se viu afectado pelo deslizamento de Junho de 1995, considerou-se que no período entre Janeiro e Abril de 1997, os drenos teriam causado a dissipação do excesso de pressão intersticial gerado pelo deslizamento e que, portanto, em Abril de 1997, as tensões verticais efectivas nos solos lodosos seriam as correspondentes ao peso próprio.

Com estas hipóteses, foram calculados assentamentos finais de consolidação de 0,69 m, para a marca PA-1, e de 1,14 m para a marca PA-2, valores muito aproximados daqueles para os quais tendiam as leituras efectuadas.

### 4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE ROTATIVO

Foram realizados ensaios de corte rotativo (molinete), na área de tratamento, em Setembro de 1997, com o objectivo de avaliar a resistência ao corte não drenada dos solos lodosos,

compará-la com os resultados da campanha de Julho de 1995, e avaliar o ganho de resistência durante o tratamento de consolidação com os drenos verticais. Os ensaios foram realizados em três sondagens, M1, M2 e M3, localizadas em zonas com drenos verticais (Fig. 11). Os locais das sondagens M1 e M2 estão situados muito próximos das marcas PA-1 e PA-2, respectivamente. A sondagem M3 localiza-se na zona Norte. O incremento na tensão vertical efectiva, causado pela consolidação com drenos verticais, no depósito de lodos, estimou-se em  $63,0 \text{ kN/m}^2$ , em média, nos três locais. Tendo em conta a relação  $s_u = 0,22\Delta\sigma'_v$ , podia esperar-se um incremento da resistência ao corte não drenada de cerca de  $14,0 \text{ kN/m}^2$ , relativamente ao perfil de resistência dos solos normalmente consolidados sem qualquer carga de aterros (perfil NC). Em Setembro de 1997, cinco meses após a colocação da sobrecarga, o grau de consolidação devia, teoricamente, ser superior a 60%. Na Fig. 15, junto com os resultados dos ensaios de corte rotativo de Setembro de 1997, apresentam-se: o perfil de resistência previsto no final da consolidação (NC + 14 kPa); o perfil dos solos normalmente consolidados sem sobrecarga de aterros (NC) e o perfil de resistência dos solos lodosos, determinado a partir da envolvente de resultados dos ensaios de Julho de 1995, ou seja, logo após o deslizamento, na zona situada entre a expansão Este e o rio (zona EB; Fig. 5).

No conjunto das três sondagens, M1, M2 e M3, os resultados dos ensaios de corte rotativo de Setembro de 1997 mostraram um aumento de resistência muito significativo, especialmente nos 10 a 12 metros superiores da camada de solos lodosos, onde as resistências obtidas são semelhantes às previstas no fim da consolidação (perfil NC + 14 kPa). Na metade inferior da camada, nomeadamente entre as cotas -14 a -22 m, NGP, os resultados dos ensaios indicam incrementos de resistência significativos relativamente a Julho de 1995, embora não tão próximos, em geral, do perfil NC + 14 kPa, nomeadamente no caso da sondagem M2. Em todo o caso, na interpretação dos resultados dos ensaios de corte rotativo deve ter-se em conta a possibilidade de alguma variabilidade no plano horizontal, devida à forma como se desenvolve o próprio processo de consolidação com drenos verticais.

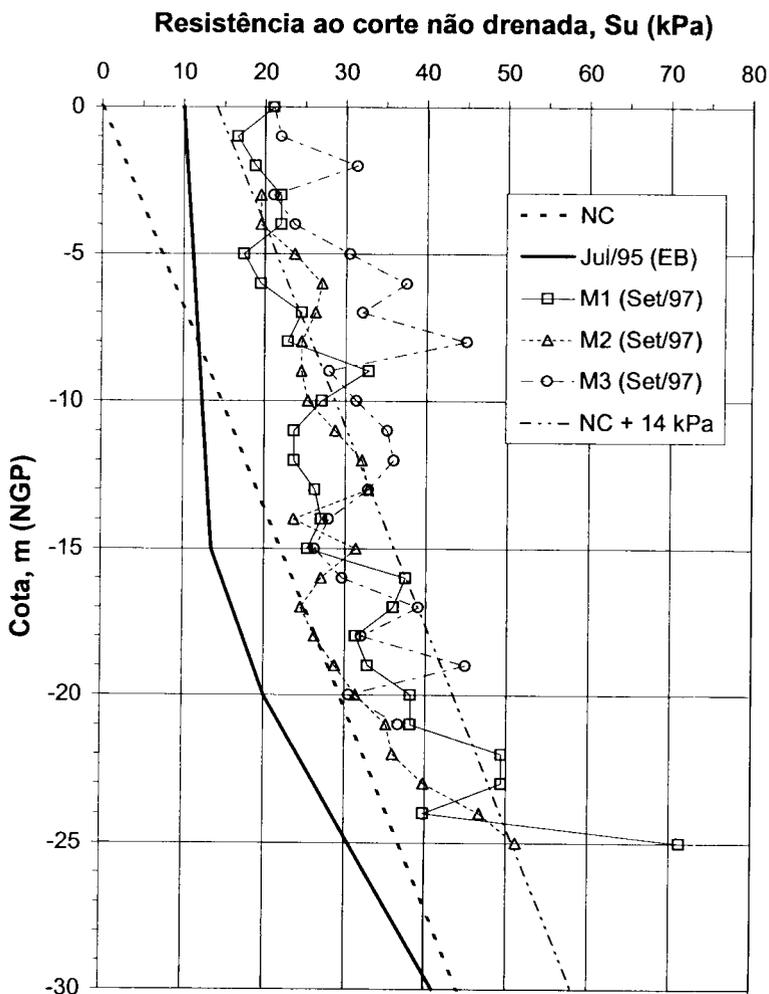
## 5 - CONCLUSÕES

Como consequência do deslizamento ocorrido em 1995 durante a construção da expansão Este do Aterro de Resíduos de Beírolas, tiveram de adoptar-se diferentes medidas de correcção, as quais incluíram um reperfilamento da superfície do terreno afectado, e um tratamento do terreno, por meio da instalação de drenos verticais (geodrenos) na camada de solos lodosos aluvionares, acompanhada da construção de uma plataforma de sobrecarga, numa faixa de terreno localizada entre a expansão Este e a margem do rio Tejo. Foi implementado um plano de observação para poder detectar eventuais sinais de instabilidade, assim como para controlar a eficácia do tratamento e a evolução do processo de consolidação com os drenos verticais. Realizaram-se ensaios *in situ* de corte rotativo em sondagens com o intuito de determinar a resistência ao corte não drenada dos solos lodosos vários meses depois da instalação dos geodrenos, e de se comparar os resultados com os de campanhas anteriores.

Os resultados da observação nas zonas tratadas com drenos verticais, nomeadamente das medições de assentamentos superficiais e deslocamentos horizontais, bem como os resultados dos ensaios de corte rotativo, permitiram confirmar a eficácia do tratamento efectuado. Foi verificado um aumento da resistência ao corte não drenada na camada de solos lodosos, como resultado do processo de consolidação por meio dos geodrenos, o que possibilitou a colocação das camadas de cobertura final na expansão Este, com um grau de segurança suficiente, e a finalização das obras antes da inauguração da EXPO 98.

A análise dos assentamentos superficiais, medidos nas marcas situadas sobre a plataforma de sobrecarga, permitiu ajustar o valor *in situ* do coeficiente de consolidação horizontal dos

solos lodosos, bem como os valores dos assentamentos superficiais totais finais nas zonas tratadas.



**Fig. 15** – Resultados dos ensaios de corte rotativo de Set/97 comparados com o perfil de resistência após o deslizamento (Jul/95) na zona EB, com o perfil normalmente consolidado (NC) e com o perfil de resistência previsto no final do tratamento (NC + 14kPa).

## AGRADECIMENTOS

O autor agradece à Parque EXPO as facilidades concedidas para a publicação deste artigo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- GeoSyntec. *Design Report for Beirolas Landfill Final Closure*. Lisboa, Portugal, 1996.
- LNEC. *Aterro de solos contaminados da EXPO 98. Análise das causas do deslizamento ocorrido em 25.06.95*. Relatório interno do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Setembro, 1995.
- LNEC. *Análise da zona tratada com drenos verticais na Expansão Este do aterro sanitário de Beirolas*. Relatório interno do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Lisboa, Outubro, 1997.
- Pardo de Santayana, F. e Veiga Pinto, A. *The Beirolas Landfill Eastern Expansion landslide*. Third International Congress on Environmental Geotechnics, pp. 905-910, Lisboa, 1998.