

# DETERMINAÇÃO DO FACTOR DE SEGURANÇA LOCAL A PARTIR DE DADOS INCLINOMÉTRICOS E DE MOLINETE\*

Evaluation of the local factor of safety from in situ inclinometer and vane test data

M.R. CARVALHO\*\*

F.M. SALGADO\*\*

**RESUMO** - Recentemente verificou-se a ocorrência de alguns casos de rotura total e/ou parcial dos solos de fundação durante a construção de aterro altos em formações de solos moles, nomeadamente o caso referente ao aterro sanitário construído na zona da EXPO98 (em Lisboa) e o caso da Passagem Superior (P.S.) da Azambuja. Estes acidentes confirmam a necessidade de desenvolver métodos baseados em dados de campo que permitam determinar parâmetros característicos de tensão-deformação bem como o factor de segurança local. O crescimento da cidade de Lisboa para zonas periféricas, onde os solos apresentam elevada fragilidade e uma possança significativa (superior a 10 m) tem contribuído para a necessidade do desenvolvimento desses métodos. Neste contexto Salgado (1995) propôs uma metodologia de análise dos dados inclinométricos ao calcular a distribuição da distorção sub-horizontal,  $\gamma_h$ , a partir dos valores observados em tubos inclinométricos. Posteriormente, Carvalho (1997) desenvolveu métodos que permitem estimar: i) parâmetros de tensão-deformação, nomeadamente o modulo de corte,  $G$ , a partir dos ensaios de molinete; ii) valores do factor de segurança local com base em valores de  $\gamma_h$  e  $G$ . Neste artigo apresenta-se uma análise bidimensional (2D) realizada pelo método dos elementos finitos (MEF), da rotura (total e parcial) desenvolvida na obra da P.S. da Azambuja, assim como se realiza a validação das novas metodologias, com base nos resultados obtidos no campo e pelo MEF.

**SYNOPSIS** - Recent cases of total and partial foundation failures of soft soils during construction of tall embankments such as the case of the railroad overpass at Azambuja and waste fills constructed on the grounds of the EXPO98 in Lisbon, outstand the need to develop new methods based on in situ data to estimate: stress-strain parameters and local factors of safety. The expansion of the city of Lisbon to zones where the foundation soils are mainly composed of soft sensitive soils, with significant thickness (over 10 m), made it important to develop such methods. Salgado (1995) proposed a new procedure to estimate the distribution of the horizontal shear strain,  $\gamma_h$ , from inclinometer field data and Carvalho (1997) proposed news procedures to estimate: i) stress-strain soil parameters, including the shear modulus,  $G$ , from in situ vane tests; ii) values of the local factor of safety based on  $\gamma_h$  and  $G$ . In this paper these new methods are checked against both measured field data and the results of two dimensional (2D) finite element analysis of the total and partial failures developed at the Azambuja site.

## 1 - INTRODUÇÃO

Em 23 de Junho de 1994, quando o aterro Sul da P.S. da Azambuja tinha cerca de 8,5 m,

---

\* Comunicação apresentada ao 8º Congresso da Associação Internacional de Geologia de Engenharia, Vancouver, 1998.

\*\* Laboratório Nacional de Engenharia Civil

ocorreu uma rotura a cerca de 40 m do encontro Sul (figura 1). Este encontro não rompeu mas, após a rotura, os solos de fundação apresentaram movimentos significativos. O encontro Sul estava instrumentado com 3 tubos inclinométricos (I1, I2 e I3), existindo mais um tubo de inclinómetro, o I4, no pé do talude entre a zona que sofreu a rotura e o encontro Sul da obra de arte. Por coincidência realizaram-se leituras no inclinómetro I4 uma hora antes da rotura, que se desenvolveu repentinamente sem quaisquer indícios exteriores. Uma análise convencional dos registos inclinométricos, obtidos uma hora antes, não permite antever que se estava perante o desenvolvimento de um mecanismo de rotura. No entanto, recorrendo a metodologias que se propõem neste artigo (partindo dos resultados inclinométricos e de molinete), pode concluir-se que se processava (enquanto se efectuavam os registos no tubo I4), localizadamente e em profundidade, o desenvolvimento do mecanismo que deu origem à rotura na zona adjacente ao inclinómetro I4.

## 2 - P.S. DA AZAMBUJA: GEOLOGIA LOCAL

Apresenta-se no quadro 1 o perfil geológico (partindo da superfície) que caracteriza os solos de fundação da P.S. da Azambuja. O nível de água encontrava-se próximo da cota superior da primeira camada de lodos (a cerca de 2 m de profundidade).

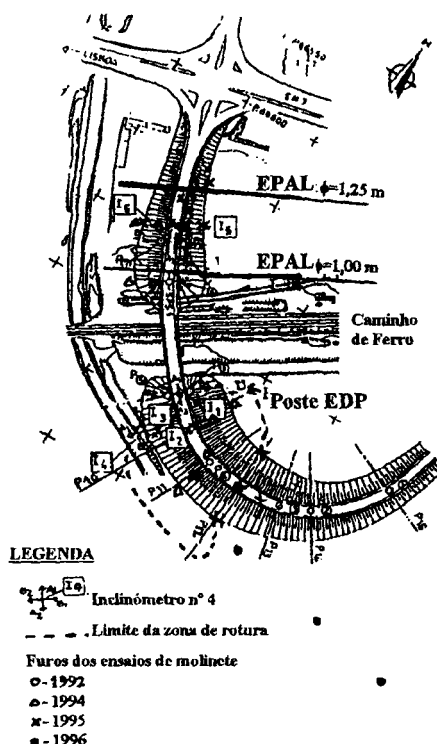


Figura 1 - P.S. da Azambuja: Planta de localização.

## 3 - CONSTRUÇÃO DO ATERRO

Para a construção dos aterros dos encontros da P.S. da Azambuja recorreu-se ao método construtivo de aterros faseados. A altura máxima dos aterros, prevista no projecto, era de 12 m

(acima do terreno). Estava-se na presença de solos de fundação lodosos, com cerca de 13 m de espessura, muito compressíveis e muito frágeis. Pelo facto, o projectista preconizou a instalação de geodrenos na fundação loda, de modo a aumentar a sua permeabilidade e acelerar desta forma o processo de consolidação. Assim, por razões de estabilidade o projecto preconizava a construção do aterro em duas fases: 1ª fase - execução do aterro com cerca de 9 m de altura; 2ª fase - iniciaria-se após o intervalo de tempo necessário que permitisse um aumento da consolidação e da resistência da fundação, de modo a permitir a conclusão do aterro em condições de segurança. Quando a 1ª fase, da construção do aterro, se encontrava praticamente concluída (com cerca de 8,5 m de altura) verificou-se a ocorrência de uma rotura nos solos de fundação. Trabalhos desenvolvidos pelos autores, Carvalho (1997) e Carvalho e Salgado (1997), mostram que a coesão não drenada,  $C_u$ , dos lodos na realidade apresentavam valores inferiores aos previstos inicialmente. De facto, no projecto (Teixeira Duarte, 1993) definia-se um valor da resistência não drenada de  $C_u=40$  kPa. Este valor tinha sido definido com base nos resultados obtidos em ensaios de molinete executados em 1992. Posteriormente, em 1994, 1995 e 1996, realizaram-se mais ensaios de molinete, cujos resultados indicaram que o valor representativo da resistência dos lodos é de  $C_u=26$  kPa.

Instalaram-se 4 inclinómetros (I1, I2, I3 e I4) quando o aterro tinha cerca de 5 m de altura (Figura 1). A última campanha de observação efectuada nestes dispositivos realizou-se, no inclinómetro I4, uma hora antes da rotura ter ocorrido. Nas Figuras 2a e 2b apresentam-se, respectivamente, os deslocamentos sub-horizontais observados no inclinómetro I4 e a respectiva taxa de evolução dos deslocamentos máximos (registados a uma profundidade de cerca de 6 m). Como se pode verificar a análise destes resultados não permite concluir que uma hora após a última observação se iria verificar uma rotura na vizinhança daquele local.

Pode verificar-se que uma hora antes da rotura se obtiveram valores máximos de  $\gamma_1=4,5\%$ . Este valor corresponde à evolução registada no inclinómetro; sendo factual que o inclinómetro I4 foi instalado em 94/05/18, quando o aterro já tinha 5 m de altura, pode concluir-se que na realidade o

valor de  $\gamma_h$  era efectivamente superior aos 4,5% calculados com base nos dados de campo. Realizaram-se análises pelo MEF (Carvalho, 1997), nas quais se considerou o efeito da totalidade da altura do aterro, e obtiveram-se valores de  $\gamma_h$  de ordem de 30%; a este valor corresponde, com base nos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais (corte simples e triaxiais), um valor de SSL ("Shear Stress Level") unitário, i.e. corresponde a uma situação de rotura.

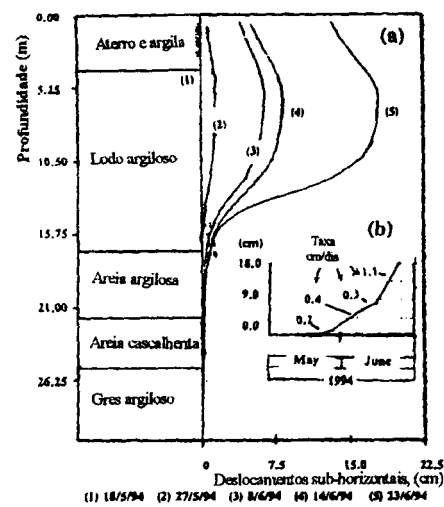


Figura 2 - 14: (a) Leituras inclinométricas; (b) Evolução da resultante dos deslocamentos (profundidade=6,0 m).

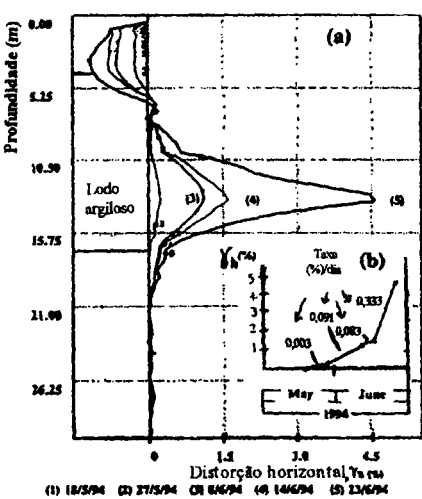


Figura 3 - 14: (a) Distorção sub-horizantal,  $\gamma_h$ (%), calculada a partir de registos inclinométricos; (b) Evolução do valor máximo de  $\gamma_h$ .

## 5 - ENSAIOS LABORATORIAIS E DE CAMPO

Com a finalidade de esclarecer as causas da rotura ocorrida em 23/06/94 realizaram-se, posteriormente em 1994, 1995 e 1996, ensaios adicionais (de campo e de laboratório), complementando deste modo os realizados inicialmente (em 1992). Pretendendo realizar análises de estabilidade, recorrendo para tal aos métodos de equilíbrio limite e ao de elementos finitos, estabeleceram-se parâmetros característicos de tensão deformação dos lodos.

Realizaram-se ensaios de laboratório, no LNEC, sob amostras extraídas das formações lodosas (pela Teixeira Duarte em 1994). A empresa projectista (Teixeira Duarte, 1994 a 1996) executou os ensaios de campo (Figura 1). Os ensaios de laboratório compreenderam 12 ensaios para determinação dos limites de Atterberg (os valores médios apresentam-se no quadro 2), 4 ensaios hidrométricos, 6 triaxiais e 2 de corte simples. Detalhes sobre estes ensaios apresentam-se no trabalho desenvolvido por Carvalho (1997). Os resultados obtidos indicam que os lodos da Azambuja são constituídos por argilas inorgânicas com um índice de plasticidade (IP) elevado. Os ensaios hidrométricos apresentam, em termos de valores médios, a composição seguinte: 54,9% de argilas, 44,4% de siltes e 0,7% de areia fina. Com base nos resultados dos ensaios de molinete obtiveram-se valores da fragilidade  $S=8$ , sendo  $S=C_{up}/C_{ur}$  (razão entre a coesão não drenada de pico e residual). Os valores de  $C_{up}$  obtidos nos solos de fundação da P.S. apresentam-se na Figura 4.

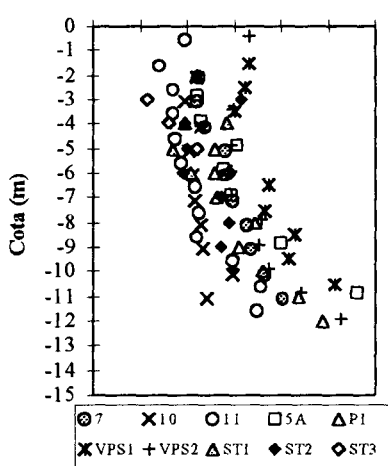
Os valores apresentados correspondem a zonas em que a sobrecarga relativa à construção do aterro não tem influencia nos resultados dos ensaios. Na Figura 4 podem identificar-se três níveis de  $C_{up}$ , que são:  $C_{up}=23$  kPa (entre os 0 e os 5 m de profundidade),  $C_{up}=28$  kPa (entre os 5 e os 9 m de

| C (%) | PI (%) | IP (%) | W (%) | G |
|-------|--------|--------|-------|---|
|-------|--------|--------|-------|---|

---

## Cup (kPa)

20 30 40



A respostas dos solos lodosos de fundação às sobrecargas é um problema de resolução difícil; para ser resolvido adequadamente é necessário ter em linha de consideração os aspectos seguintes: i) o comportamento tridimensional (3D) não-linear do solo; ii) a diminuição do valor de  $C_u$  do solo após o valor de pico, de acordo com a fragilidade do solo; iii) o acréscimo do valor de coesão,  $\Delta C_u$ , com o aumento da tensão vertical efectiva,  $\Delta \sigma'_v$  (também dependente do tempo de consolidação); iv) a relação entre estes parâmetros e o tempo de consolidação, que também é um problema 3D.

Há modelos que contemplam alguns dos aspectos mencionado, nomeadamente os seguintes: Biot (1956) desenvolveu um modelo onde considerou a dependência do processo de consolidação relativamente a aspectos 3D; MatsuoKa e Nakai (1977), bem como outros autores, desenvolveram modelos que permitem considerar as não-linearidades 3D dos solos. No entanto, estes modelos são complexos e requerem a determinação de parâmetros de comportamento dos solos de difícil obtenção; por outro lado o acréscimo da  $C_u$  é função do aumento da  $\sigma'_v$  (Wroth 1984, Jamiliolkowski 1985, Mineiro 1985), deste modo optou-se por um modelo e uma aproximação simplificados para as análises do caso da rotura de fundação na Azambuja.

Recorreu-se ao programa de cálculo automático NLSSIP (Byrne e Duncan 1979) para as análises realizadas pelo MEF, para simular o comportamento do solo usou-se o modelo hiperbólico. Este modelo considera dois tipos de parâmetros característicos do solo: i) de resistência; ii) de deformação.

### 6.1 - Parâmetros característicos de resistência

O critério de rotura a que se recorreu foi o de Mohr-Coulomb. Pelo que foi necessário definir os parâmetros seguintes: a coesão,  $C$ , e o ângulo de atrito,  $\phi$ . Neste caso, em que se estuda o comportamento não drenado dos lodos (de acordo com o mencionado), definiu-se para calcular o valor da resistência  $C=C_u$  e  $\phi=\phi_u=0$ .

### 6.2 - Parâmetros característicos de deformação

Para a simulação do comportamento não-linear do solo recorreu-se a uma aproximação por incrementos lineares, sendo a solicitação dividida por pequenos incrementos assumindo em cada incremento que o solo tem um comportamento isotrópico e linear, regido pela lei de Hook generalizada das deformações elásticas. Consideraram-se dois módulos tangentes que foram os seguintes:  $E_t$  - módulo tangente de Young (Duncan e Chang, 1970) e  $B_t$  - módulo tangente de extensão volumétrico ou “Bulk modulus” (Duncan *et al.*, 1980).

Duncan e Chang (1970) usando a formulação do modelo hiperbólico (Kondner e Zelasko 1963) desenvolveram para definir o módulo  $E_t$  em função do estado de tensão, a expressão seguinte:

$$E_t = E_i (1 - R_f(SSL))^2 \quad (1)$$

em que:

$$SSL = (R_f(1 - \sin\phi)(\sigma_3 - \sigma_1)) / (2C \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi) \quad (2)$$

$$E_i = K_e pa(\sigma_3/pa)^n \quad (3)$$

$K_e$ ,  $n$  - coeficiente elástico e módulo expoente

$\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  - maior e menor tensões principais, respectivamente

$R_f$  - coeficiente de rotura

$C$ ,  $\phi$  - coesão e ângulo de atrito

$pa$  - pressão atmosférica

Duncan *et al.*, (1980) desenvolveram para o cálculo de  $B_t$  a expressão seguinte:

$$B_t = K_b pa (\sigma_3/pa)^m \quad (4)$$

em que  $K_b$ =coeficiente de extensão volumétrico,  $m$ =módulo expoente.

A malha de EF usada, é constituída por 2031 nós e 1934 elementos bidimensionais isoparamétricos de 4 nós (Figura 5 a)); a extensão da malha considerada, longitudinalmente, é de 400 m, para que os resultados não sejam afectados pelas fronteiras teóricas, as quais não permitem movimentos na direcção horizontal. Relativamente ao seu desenvolvimento em profundidade a malha estende-se até ao estrato mais resistente do perfil geológico. Na Figura 5b) apresenta-se um

pormenor da malha de EF e a localização solos considerados nas análises (Quadro 3).

A camada de lodos inferior representa-se pelos solos com os n.ºs 2 e 6; a camada de lodos superior representa-se também por dois solos, os n.ºs 3 e 7. Estas subdivisões foram definidas com a finalidade de entrar consideração com os efeitos do sistema de drenagem face aos geodrenos que se instalaram para acelerar o processo de consolidação. Os solos n.ºs 6 e 7 representam a área tratada com este sistema.

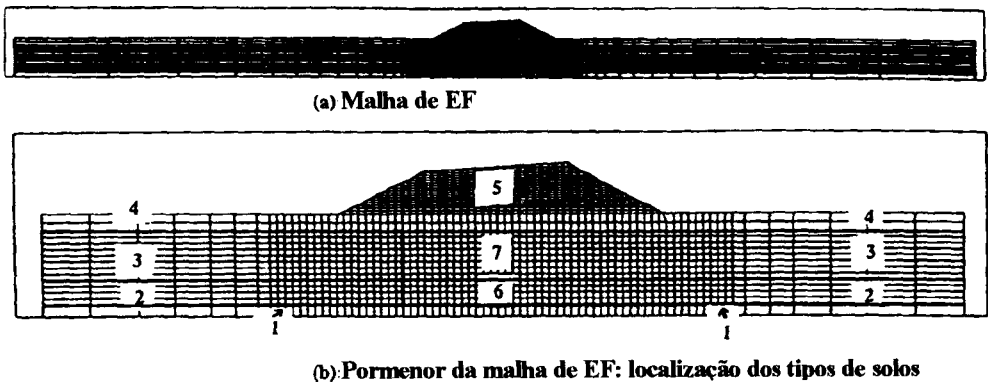


Figura 5 - Análises pelo MEF (Carvalho 1997).

Quadro 3 - Parâmetros do solo usados nas análises de EF

| Solo                | $\gamma$ | $k$ | $n$  | $R_f$ | $k_b$ | $m$  | $C_u$ | $\phi$ | $\Delta\phi$ | $k_0$ |
|---------------------|----------|-----|------|-------|-------|------|-------|--------|--------------|-------|
| nº tipo             | (kN/m³)  | (-) | (-)  | (-)   | (-)   | (-)  | (kPa) | (°)    | (°)          | (-)   |
| 1 areias            | 20       | 700 | 0.50 | 0.8   | 400   | 0.25 | 0     | 35     | 0            | 1.0   |
| 2 lodo inferior     | 18       | 125 | 1.33 | 0.9   | 4100  | 0.00 | 40    | 0      | 0            | 1.0   |
| 3 lodo superior     | 18       | 80  | 1.33 | 0.9   | 2650  | 0.00 | 26    | 0      | 0            | 1.0   |
| 4 camada topo       | 20       | 400 | 0.50 | 0.9   | 250   | 0.25 | 0     | 25     | 0            | 1.0   |
| 5 aterro            | 20       | 700 | 0.50 | 0.8   | 400   | 0.25 | 0     | 35     | 0            | 0.5   |
| 6 lodo inf. c/geod. | 18       | 125 | 1.33 | 0.9   | 75    | 0.67 | 40    | 0      | 0            | 1.0   |
| 7 lodo sup. c/geod. | 18       | 80  | 1.33 | 0.9   | 50    | 0.67 | 26    | 0      | 0            | 1.0   |

Os parâmetros representativos do comportamento dos solos 1, 2, 4, 5, 6 e 7 foram assumidos com base na experiência (Carvalho 1997). Os parâmetros relativos ao solo n.º 3 obtiveram-se de acordo com o que se expõem seguidamente.

Duncan e Chang (1970) e Duncan *et al.*, (1980) descrevem com detalhe os métodos para a obtenção dos parâmetros  $E_t$  e  $B_t$  a partir dos resultados dos ensaios triaxiais. Carvalho (1997) apresenta também, detalhadamente, métodos para a obtenção desses mesmos parâmetros, nomeadamente  $K_e$ ,  $n$ ,  $R_f$  e  $C_u$ , a partir dos resultados dos ensaios de molinete.

Com base nos resultados de 6 ensaios triaxiais, consolidados não drenados (TCU), 2 ensaios de corte simples não drenado (SSU) e 9 ensaios de molinete (IVT), obtiveram-se os parâmetros que foram considerados como representativos das características do comportamento em termos de tensão-deformação dos lodos superiores da Azambuja (Carvalho 1997, Carvalho e Salgado 1998).

Quadro 4 - Parâmetros característicos de tensão-deformação, dos lodos da Azambuja

| $K_e$ | $n$  | $K_b$ | $m$  | $R_f$ | $C_u$ |
|-------|------|-------|------|-------|-------|
| (-)   | (-)  | (-)   | (-)  | (-)   | (kPa) |
| 80    | 1,33 | 2650  | 0,00 | 0,86  | 26    |

### 6.3 - Condições de análise

Analisaram-se pelo MEF as condições seguintes:

- (1) Condição não drenada: neste caso atribuiu-se os solos n.ºs 2 e 6 os mesmos parâmetros, bem como aos solos n.ºs 3 e 7.
- (2) Condição de drenagem parcial: subdividiu-se em duas análises distintas, que foram as seguintes:
  - (2a) atribuiu-se aos solos n.ºs 6 e 7 (que representam a zona tratada com geodrenos) valores de  $B_t$  correspondentes a uma condição drenada, mas não se considerou acréscimo de coesão não drenada,  $\Delta C_u$ , devido ao fenómeno de consolidação.
  - (2b) idem (2a) mas considerou-se  $\Delta C_u$  devido a efeitos de consolidação, como se expõem mais à frente.

Primeiramente calcularam-se as tensões iniciais nos elementos constituintes das fundações do aterro considerando a construção das 15 camadas (com espessuras de, a primeira, 2 m, as 12 seguintes, com 1 m e as duas últimas com 1,40 m), usando um coeficiente em repouso  $k_0=1$ . Posteriormente consideraram-se os elementos de solo de fundação como preexistentes (inicializados com as tensões obtidas) e analisou-se a fase construtiva do aterro construindo-o em 19 camadas (as primeiras duas com 50 cm, tapete drenante do aterro, e as restantes com 40 cm cada), simulando as condições de execução da obra.

### 6.4 - Análises (1) e (2a)

O aspecto fundamental aqui analisado é a distribuição do nível de tensão de corte ("shear stress level", SSL), desenvolvida nos elementos que representam os lodos. SSL, para uma condição não drenada, calcula-se recorrendo à equação seguinte:

$$SSL = (\sigma_1 - \sigma_3) / (2C_u) \quad (5)$$

em que:  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são, respectivamente, as tensões principais maior e menor calculadas em cada elemento, no fim da construção de cada camada. O valor de SSL representa o inverso do valor de FS, de cada elemento de solo, i.é.  $FS = 1/SSL$  pelo que quando  $SSL=1$  também  $FS=1$ .

Os resultados obtidos nos casos (1) e (2a) foram idênticos no ponto de vista da distribuição dos níveis de tensão de corte. Para visualizar a evolução do SSL com o aumento da altura de aterro, os resultados dos EF foram processados no fim da construção de cada camada. Os elementos de solo com valores de SSL no intervalo de valores de  $1,0 \leq SSL \leq 1,1$  (que corresponde a um intervalos de valores do factor de segurança de  $0,9 < FS < 1,0$ ) estão preenchidos a preto na Figura 6.

Com base nestes resultados, pode verificar-se que quando a altura,  $h$ , do aterro estava entre 4,2 e 4,6 m começaram a desenvolver-se zonas de rotura nos lodos da fundação. Como era de prever estas zonas aumentaram com o crescimento da altura do aterro. Assim, quando  $h=7$  m desenvolveu-se uma condição de rotura total na fundação lodosa.

### 6.5 - Análises (2b)

Para simular os assentamentos medidos no campo procedeu-se a análises de consolidação unidimensionais (Carvalho 1997). Estas análises permitiram concluir que quando a altura do aterro era de cerca de  $h=4,5$  m se tinha processado, na fundação lodosa, uma consolidação da ordem de  $U=30\%$ . O trabalho desenvolvido por Carvalho (1997) e Carvalho e Salgado (1997) mostra que  $C_u$  aumentou de 26 kPa para 31 kPa, correspondente a 30% de consolidação, antes de se processarem

as condições de rotura. Assim, considerando  $C_u=31$  kPa obtiveram-se os resultados, em termos de SSL, apresentados na Figura 7.

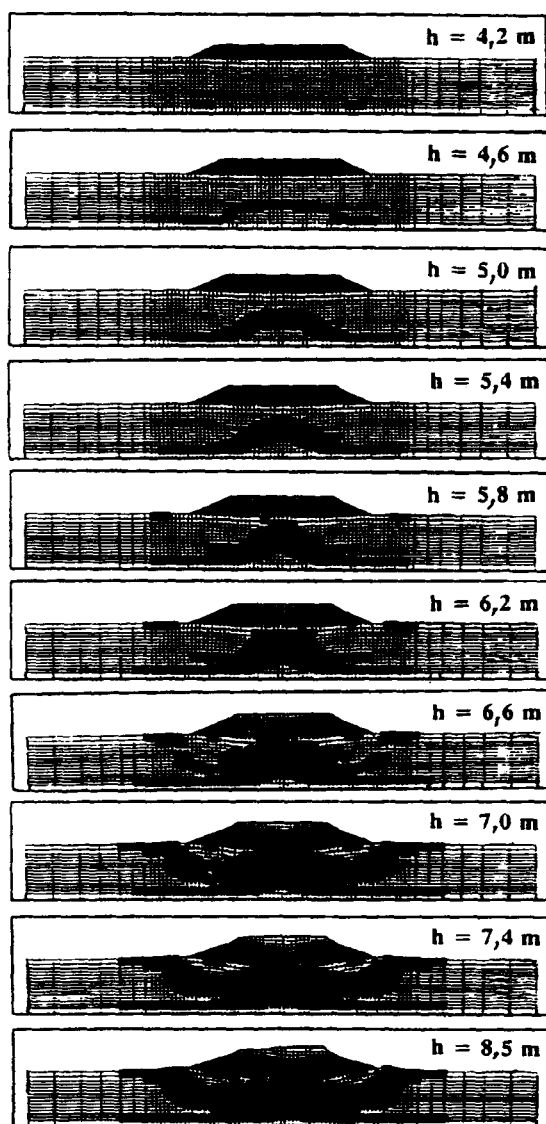


Figura 6 - Evolução de SSL com a altura de aterro: análises (1) e (2a).

Verificou-se que parte do solo de fundação situado por debaixo dos taludes iniciou o processo de rotura para alturas de aterro,  $h$ , entre os 4,6 e os 5,0 m; para  $h>5,4$  m as zonas de rotura começam a desenvolver-se debaixo do aterro. Para uma altura de cerca de 8 m desenvolveu-se, nestas análises, a rotura total dos solos de fundação. Estes resultados comprovam que a construção de aterros com altura superior a 8 m, nos solos moles da Azambuja, requer uma construção faseada, para garantir a sua execução em condições de segurança.

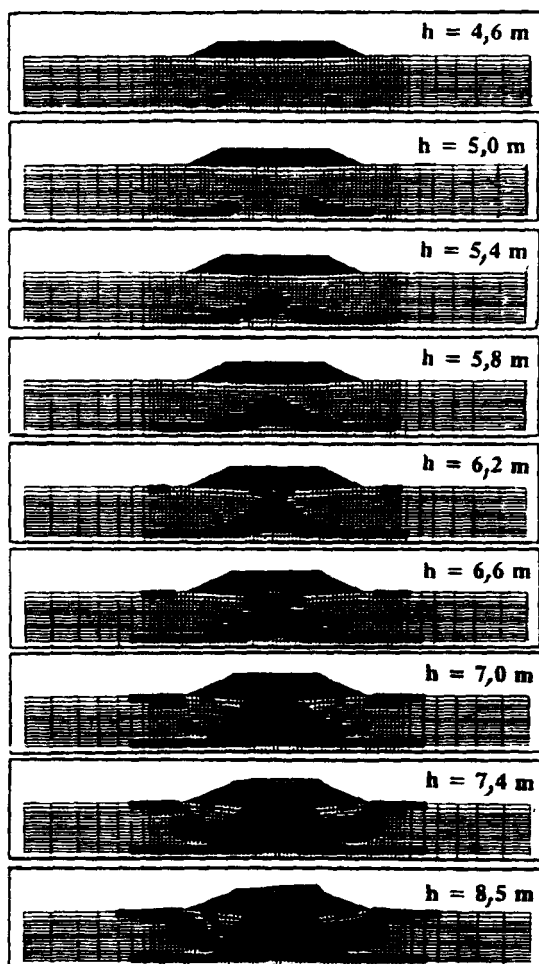


Figura 7 - Evolução do SSL com o aumento da altura de aterro: análises (2b).

## 7 – EVOLUÇÃO DA DISTORÇÃO HORIZONTAL, $\gamma_h$ , DETERMINADA A PARTIR DOS RESULTADOS POR EF

Um dos objectivos deste artigo é o de validar os novos métodos de análise dos dados de campo obtidos a partir de tubos inclinométricos, propostos por Salgado (1995) e Salgado e Carvalho (1998). Os procedimentos aliados a este método que permitem calcular a distorção horizontal,  $\gamma_h$ , a partir dos deslocamentos sub-horizontais obtidos dos registos inclinométricos, comparam-se neste artigo com os resultados obtidos pelo MEF nas análises (2b).

Os autores acima mencionados mostram que  $\gamma_h = (d_{i+1} - d_i) / \Delta h$ , onde  $\Delta h$  é a diferença da distância entre dois pontos de leitura consecutivos  $i$  e  $i+1$  alinhados numa secção vertical e  $d_i$  e  $d_{i+1}$  os deslocamentos horizontais correspondentes.

Apresenta-se, na Figura 8, a deformada da malha correspondente a  $h=8,5$  m. Na mesma figura

apresenta-se também a localização do inclinómetro I4.

Apresenta-se na Figura 9 a distribuição e a evolução de  $\gamma_h$  com o aumento da altura de aterro,  $h$ , que se obteve nas análises de EF no centro de cada elemento de solo, dos lodos, localizados na zona do inclinómetro I4.

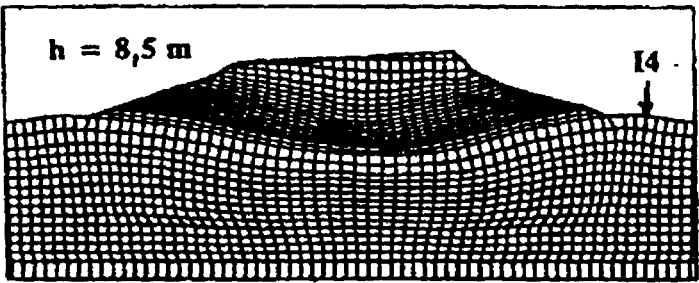


Figura 8 - Análise de EF: deformada (h=8,5m).

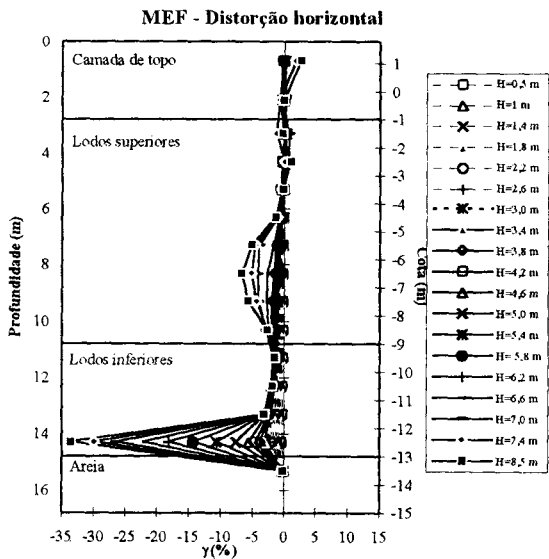


Figura 9 - Distorções horizontais (MEF) desde o início da construção do aterro, dos EF correspondentes à secção do I4.

Como se pode constatar o valor máximo de  $\gamma_h$  é quase 35%, e obteve-se nos contactos das areias com a camada inferior de lodos (aproximadamente a cerca de 14,5 m de profundidade).

Pretendendo realizar uma análise comparativa entre os dois métodos, apresenta-se na figura 10 os resultados obtidos apenas para h=7,4 m. Na referida figura apresentam-se também os valores de  $\gamma_h$  calculados, com recurso aos métodos propostos por Salgado (1995) e Salgado e Carvalho (1998), a partir dos deslocamentos obtidos nas análises de EF nos nós situados na mesma secção (de I4). Pode efectivamente constatar-se a proximidade dos resultados de  $\gamma_h$  obtidos a partir dos dois métodos distintos pelo que se comprova a validade do segundo método.

## 8 - FACTOR DE SEGURANÇA LOCAL

A evolução do factor de segurança (FS) com a altura de aterro obtido pelas análises de EF, no centro de cada elemento de solo apresenta-se na Figura 11. Estes resultados são aplicados na avaliação de outra proposta também apresentada neste artigo, que consiste na estimativa da distribuição do factor de segurança local, FS, a partir da distribuição de  $\gamma_h$ .

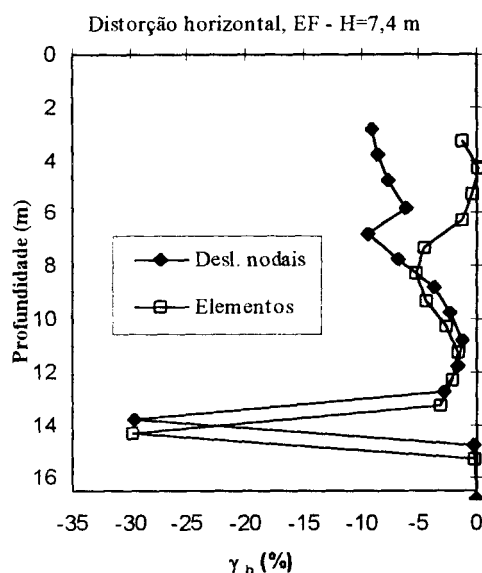


Figura 10 – Distribuição da distorção horizontal ( $\gamma_h$ ) na secção do inclinómetro I4, obtida a partir de dois métodos distintos.

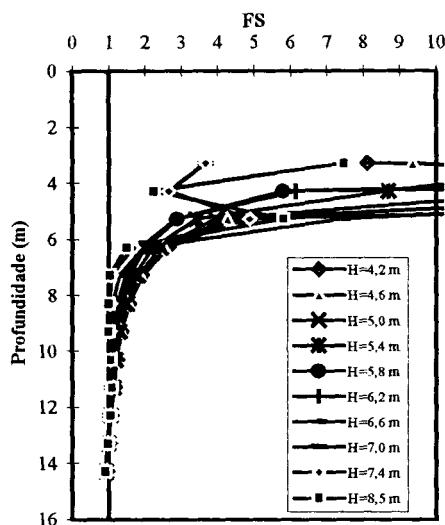


Figura 11 – Distribuição do factor de segurança na secção do inclinómetro I4.

Seguidamente apresenta-se a nova metodologia que Carvalho (1997) desenvolveu. A partir da formulação do modelo hiperbólico pode calcular-se a resistência de corte máxima,  $\tau_{\max}$ , a partir da eq. (6), conhecendo o valor da distorção horizontal máxima,  $\gamma_{\max}$ , do módulo de corte inicial,  $G_i$ , do coeficiente de rotura,  $R_f$  e da resistência de corte de rotura,  $\tau_{\text{rot}}$ .

$$\tau_{\max} = \frac{\gamma_{\max}}{\frac{1}{G_i} + \frac{\gamma_{\max} R_f}{\tau_{\text{rot}}}} \quad (6)$$

Para o caso da argila  $\tau_{\text{rot}} = C_u$  (comportamento não drenado,  $\phi_u = 0$ ), e o factor de segurança  $FS = SSL^{-1} = \tau_{\text{rot}} / \tau_{\max}$ , pode obter-se a partir da eq. (7) do seguinte modo:

$$FS = (C_u + G_i \gamma_{\max} R_f) / (\gamma_{\max} G_i) \quad (7)$$

Assim, para calcular o factor de segurança é necessário conhecer o valor de  $\gamma_{\max}$ ,  $G_i$ ,  $R_f$  e  $C_u$ . No trabalho de Carvalho (1997) concluiu-se que nas secções em que  $\gamma_h / \gamma_{\max} = 1$  é possível estimar o valor de FS partindo dos registos de campo. O valor de  $\gamma_h$  pode estimar-se a partir de registos

inclinométricos tal como se referiu em 7. Os valores de  $G_i$ ,  $R_f$  e  $C_u$  podem obter-se a partir dos resultados dos ensaios de campo de molinete seguindo as propostas de Carvalho (1997) e Carvalho e Salgado (1998). Neste artigo aplicam-se estas metodologias para calcular a distribuição do factor de segurança na secção correspondente ao inclinómetro I4, do modo seguinte:

$$G_i = E_i / 2(1 + \nu) \quad (8)$$

em que:  $\nu$  é o coeficiente de Poisson. Para uma situação não drenada  $\nu=0,5$ ,  $G_i=E_i/3$ . A partir da eq. (3) e do quadro 4,  $G_i$  calcula-se do seguinte modo:

$$G_i = 27 \text{ Pa } (\sigma_3 / \text{Pa})^{1,33} \quad (9)$$

Calculando então  $G_i$  a partir da eq. (9),  $R_f=0,86$  e  $C_u=26$  kPa. A partir do quadro 4 e usando a eq. (7) conjuntamente com os valores de  $\gamma_h$  apresentados na Figura 10 obteve-se a distribuição de FS em profundidade, apresentada na figura 12, para  $h=7,4$  m. Na Figura 12 apresentam-se também os valores de FS calculados nas análises de EF no centro de cada elemento situados nas proximidades da secção do inclinómetro I4. É de referir que em ambos os métodos se obtiveram valores de  $FS > 1$  para profundidades inferiores a 6 m, e valores de  $FS < 1$  para profundidades superiores a 13 m, i.é. qualitativamente a proximidade dos resultados é boa, o que valida a aplicação das novas metodologias apresentadas.

Recorrendo aos novos métodos calculou-se a distribuição do FS a partir dos dados inclinométricos registados (no campo) no tubo I4. Os resultados obtidos apresentam-se na figura 13. Refere-se que a condição de rotura local se avaliou com base nestes novos métodos, usando apenas os dados de campo. Este tipo de análise pode considerar-se como sendo um tipo de análise avançada na interpretação deste tipo de dados. No entanto, de acordo com o referido anteriormente, é necessário conhecer os parâmetros  $R_f$ ,  $G_b$ ,  $\tau_{rot}$  e  $\gamma_{máx}$ . Para obter bons resultados os tubos inclinométricos devem instalar-se em secções onde se verifique a relação  $\gamma_h/\gamma_{máx} \approx 1$ . A localização destes tubos em secções onde  $\gamma_h/\gamma_{máx} \neq 1$  ( $\gamma_h \leq \gamma_{máx}$ ) traduz-se na determinação de valores de FS inferiores aos mobilizados na secção em análise. Para suprir esta restrição do método Salgado e Carvalho (1998) propõem uma metodologia, baseada na inclinação da superfície de rotura, para determinar  $\gamma_{máx}$  a partir de  $\gamma_h$ .

A partir da análise do resultados apresentados na Figura 13 pode concluir-se que quando se instalou o inclinómetro I4 se verificava, na secção correspondente ao I4, um valor de FS muito baixo e que posteriormente ocorreu uma diminuição para valores de  $FS \leq 1$ . Esta conclusão é apenas possível com a aplicação das metodologias propostas.

## 9 - CONCLUSÕES

1 - Não é possível antecipar condições de rotura (Figuras 2(a), (b)) a partir dos deslocamento registados nos dias que antecedem a 23/6/94 (a penúltima leitura foi em 14/6/94). As leituras obtidas no inclinómetro I4, uma hora antes da ocorrência da rotura mostram que se verificou um aumento da taxa de crescimento dos deslocamentos de 0,3 para 1,1 cm/dia. Não era possível observar, na altura de execução da última leitura, vestígios de alterações na geometria dos taludes do aterro ou nas suas proximidades, pelo que mesmo que os dados inclinométricos tivessem sido processados de imediato no local não se poderia ter avaliado e/ou quantificada a probabilidade de ocorrência da rotura usando os métodos correntes de análise dos resultados inclinométricos.

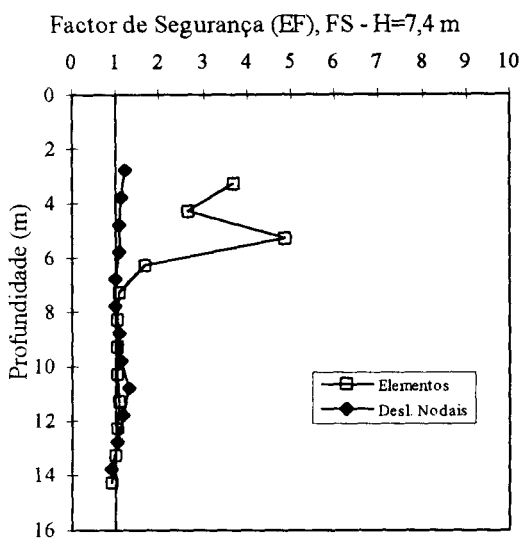


Figura 12 - Distribuição do FS na secção do inclinómetro I4, obtida a partir de dois métodos distintos.

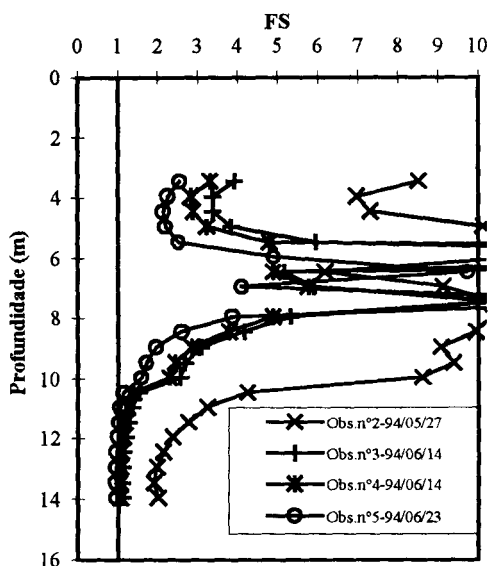


Figura 13 - Distribuição do FS calculada a partir dos registos obtidos no inclinómetro I4.

2 - Este tópico foi objecto de investigação por parte de Salgado e Carvalho. Salgado (1995) apresenta um método que permite a determinação da distorção horizontal,  $\gamma_h$ , a partir das leituras efectuadas em tubos inclinométricos. Carvalho (1997) propôs um método que permite associar  $\gamma_h$  com o factor de segurança local.

3 - Seguindo estes métodos é possível avaliar uma condição local de rotura a partir dos deslocamentos observados na zona relativa ao inclinómetro I4.

## AGRADECIMENTOS

Os autores expressam os seus agradecimentos ao LNEC, à Rede Ferroviária Nacional, REFER EP (ex. CP) e à Teixeira Duarte, pela sua colaboração tornando assim viável a realização deste trabalho.

## BIBLIOGRAFIA

- BIOT, M.A. - *General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material*. Transactions, Journal of the Applied Mechanics, vol. 78, 1956.
- BYRNE, M.P. e DUNCAN, J.M. - *NLSSIP: A computer program for non-linear analysis of soil - structure interaction problems*. Soil Mechanics Series nº41, Dep. of Civil Engineering, The University of British Columbia - Vancouver, Canada, 1979.
- CARVALHO, M.R. - *Análise distorcional de solos aluvionares lodosos*. Tese de Mestrado, UNL, Lisboa, Portugal, 1997.
- CARVALHO, M.R. e SALGADO, F.M. - *Distortional analysis of soft soils*. International Conference on Ground Improvement Techniques, Macau, 1997.
- CARVALHO, M.R. e SALGADO, F.M. - *New developments on the interpretation of in situ Vane test data*. 8<sup>th</sup> Congress IAEG, Vancouver, 1998.

- DUNCAN, J.M.; BYRNE, P.; KAY, S. WONG e MABRY, Ph. - *Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite elements analyses of stresses and movements in soil masses*. University of California – Berkeley, 1980.
- DUNCAN, J.M. e CHANG, C.-Y. (1970) - *Non-linear analysis of stress and strain in soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, nº SM5, 1970.
- JAMIOLKOWSKI, M.B.; LADD, C.; GERMAINE, J.T. e LANCELLOTTA, R. - *New developments in field and laboratory testing of soils*. Theme Lecture; XI ICSMFE. S. Francisco; Vol. I pg. 57, 1985.
- KONDNER, R.L. e ZELASKO, J. S. - *A hyperbolic stress-strain formulation of sands*. Proc. of the 2nd Pan American Conference on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, Brasil, pp.289, 1963.
- MATSUOKA, H. e NAKAI, T. - *Stress-strain relationship of soil based on the spatially mobilised plane*. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Tokyo, Special Session 9, 1977.
- MINEIRO, A.J.C. - *Comentários sobre resistência não drenada*. Universidade Nova de Lisboa, Boletim da Secção Autónoma de Geotecnia, nº 1, 1985.
- SALGADO, F.M. - *Instrumentação e observação de aterros sobre solos moles para o desenvolvimento de uma passagem superior em Alverca*. LNEC/Relatório 226/95 – NEGE, 1995.
- SALGADO, F.M. e CARVALHO, M.R. - *New developments on the interpretation of inclinometer field data*. 8<sup>th</sup> Congress IAEG, Vancouver, 1998.
- TEIXEIRA DUARTE, S.A. - *Remodelação da estação da Azambuja; passagem superior ao Km 46,188. Aterro sobre solos compressíveis no acesso ao encontro do lado terminal rodoviário. Consolidação acelerada*. Nota técnica para a Sociedade de Construções Soares da Costa, S.A., 1993, 1994.
- WROTH, C.P. - *The interpretation of in situ soil tests*. 24th Rankine Lecture, Geotechnique, vol. 24, nº4, 1984.