

MODELAÇÃO DE UM CASO DE ESTUDO

Reinforcement with Deep Soil Mixing of the soft soil foundation of an embankment. Modelling of a case study

Sara Sanches*

António Viana da Fonseca **

Agostinho Mendonça***

Sara Rios****

RESUMO – O presente artigo refere-se à análise de um aterro sobre solos moles através do programa de elementos finitos Plaxis® comparando a solução implementada (com geodrenos e pré-carga) com uma solução de tratamento em Deep Soil Mixing (DSM). Foram analisadas várias soluções alternativas em DSM, alterando o espaçamento entre as colunas, o tempo de cura, e até a existência ou não de uma plataforma de transferência de cargas. Para cada caso, os assentamentos foram aferidos e comparados verificando se satisfiziam os requisitos do caderno de encargos. Finalmente foi ainda efetuada uma análise de viabilidade económica com comparação do tempo de execução e dos custos associados às várias soluções.

SYNOPSIS – In the present work an embankment on soft soil is analyzed with commercial finite element software (Plaxis®) in order to compare the solution implemented on site (with drains and preloading) with a soil improvement solution in Deep Soil Mixing (DSM). Several alternative solutions in DSM were studied changing the column spacing, the curing time, as well as the inclusion of a load transfer platform. For each case the settlements were analyzed and compared to evaluate if the necessary requirements in terms of limit values were satisfied. Finally, a cost-benefit analysis was performed focused on the execution time and cost of each solution.

PALAVRAS CHAVE – DSM, aterro sobre solos moles, modelação numérica.

1 – INTRODUÇÃO

O crescimento da população tem como consequência a expansão das áreas urbanizadas para zonas desocupadas, que apresentam, na maior parte dos casos, solos com fracas características do ponto de vista geotécnico, nomeadamente para a implementação de qualquer tipo de estrutura.

Neste contexto, o desenvolvimento de meios tecnológicos e o aparecimento de novos materiais de construção no século XX, entre outros fatores, permitiram descobrir várias soluções de

* Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
E-mail: sarainessanches@gmail.com

** Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. E-mail: viana@fe.up.pt

*** Soares da Costa, S.A., Porto, Portugal. E-mail: ammendonca@soaresdacosta.pt

**** Estudante de Pós-Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
E-mail: sara.rios@fe.up.pt

melhoramento dos solos em profundidade, abordando-se no trabalho exposto, enquanto solução possível para o problema em apreço, a técnica denominada Deep Soil Mixing (DSM).

Esta técnica consiste em misturar o solo com materiais de propriedades aglomerantes, recorrendo a equipamentos específicos, que procedem à furação, corte, injeção e mistura. Embora no presente trabalho se tenha dado uma relevância evidente ao tratamento de solo com fracas características geotécnicas é igualmente notória a funcionalidade da técnica de DSM em estruturas de contenção de terras, enquanto barreira relativamente a solos contaminados ou ainda no controlo das vibrações induzidas nas fundações de infraestruturas (EuroSoilStab, 2001; CDIT, 2002).

A referida técnica de reforço e de melhoramento ou estabilização química dos solos incute ao solo tratado características de resistência mecânica e de deformabilidade melhoradas, ou seja resistência mecânica superior e deformabilidade inferior relativamente ao solo original, assim como uma redução da compressibilidade (Larsson, 2005; Massarsch, 2005; Bruce, 2000). Em particular no tratamento de solos argilosos, a técnica de DSM é especialmente interessante e atrativa, dadas as características dos mesmos, onde questões como a compressibilidade e a consolidação associadas à história de tensões merecem particular destaque, dada a importância que assumem na conjuntura do problema.

Sendo as características finais do solo tratado dependentes de fatores como as características do ligante, as características do solo de origem e as condições da mistura e de cura (Terashi, 1997), é fundamental a realização de ensaios laboratoriais e/ou *in situ* numa fase anterior à execução da obra, de forma a aferir o tipo e a dosagem de ligante que incutem no solo as características pretendidas. Na verdade, está em vigor uma imposição normativa que assim o determina - EN 14679 (2005).

Em todo o caso, o controlo da produção associado à execução da técnica de DSM é uma componente de elevada importância no decurso das obras, uma vez que não só diminui a probabilidade da ocorrência de fenómenos inesperados, como também garante que a dispersão das propriedades finais do solo tratado seja reduzida e assim sejam obtidos os resultados previstos em projeto.

2 – CARACTERÍSTICAS DO CASO DE ESTUDO

2.1 – Introdução

O estudo em análise incide sobre a construção de uma plataforma logística, mais concretamente a Plataforma Logística de Lisboa Norte (PLLN).

A região em estudo caracteriza-se por apresentar uma morfologia “muito suave e plana”, na zona da vala do Carregado e do Carril, numa área formada, essencialmente, por formações sedimentares do Plio-Plistocénico, onde predominam as aluviões do Tejo. Estas formações sedimentares são caracterizadas por grande irregularidade e complexidade na estratificação, dado que, geralmente, no Vale do Tejo os depósitos aluvionares são formados por areias e argilas interestratificadas (CENOR; Almeida *et al.*, 2000).

O caso analisado centra-se num aterro de acesso à Plataforma Logística onde o maciço de fundação tem uma constituição essencialmente argilosa, com aproximadamente 20 m de espessura, e o nível freático se encontra praticamente na superfície do terreno.

Dadas estas especificidades a solução de tratamento da fundação do aterro implementada em obra consistiu numa solução combinada de pré-carga com geodrenos, sendo o aterro final constituído, maioritariamente por Geo Leca®, o que reduziu o tempo de atuação da pré-carga.

2.2 – Definição das unidades geotécnicas

O plano de prospeção dos acessos à PLLN contou com 3 ensaios SCPTU, 3 ensaios DMT e 3 sondagens de onde foram retiradas amostras para os ensaios laboratoriais. No local das sondagens

foram ainda realizados ensaios SPT e ensaios Vane Test na camada de argila. Dada a proximidade ao local em estudo apenas se consideraram na análise reportada no artigo, um ensaio SCPTU e os ensaios laboratoriais referentes à sondagem mais próxima. De modo a obter uma estratificação mais detalhada das camadas do maciço de fundação do aterro, relativamente à informação do relatório geológico e geotécnico dos acessos da PLLN, foi aplicada a metodologia proposta por Robertson (2009). Trata-se de uma metodologia expedita de aplicação, que tem como objetivo a interpretação dos ensaios CPTU. Esta metodologia permite avaliar qualitativamente o comportamento tipo do solo, através da determinação do índice de comportamento, I_c :

$$I_c = [(3,47 - \log Q_m)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (1)$$

Este índice é determinado com base em parâmetros normalizados (eq. (2) e (3)), que têm em consideração as resistências de ponta, q_p , e lateral, $f_{s'}$, assim como, a tensão vertical total e efetiva *in situ*.

$$F_r = [f_{s'}/(q_p - \sigma_{vo})] * 100 \quad (\%) \quad (2)$$

$$Q_m = [(q_p - \sigma_{vo})/p_a] (p_a/\sigma'_{vo})^n \quad (3)$$

Como o parâmetro Q_m é obtido em função de um outro (n), que por sua vez, se obtém com recurso ao índice I_c , o processo de determinação deste último, obriga, necessariamente, à aplicação de um processo iterativo de cálculo. Deste modo, é necessário conhecer inicialmente a posição do nível freático, atribuir um peso volúmico ao solo e admitir um valor para o parâmetro n , que geralmente se assume simplificadamente como 1 para argilas e 0,5 para areias.

$$n = 0,381 (I_c) + 0,05 (\sigma'_{vo}/p_a) \quad (4)$$

A aplicação da metodologia revelou a existência de cinco camadas de solo na fundação do aterro em estudo, merecendo particular atenção a quarta camada, que diz respeito a um solo com características argilosas. Conforme se pode verificar na Fig. 1, a observação dos resultados obtidos no ensaio CPTU, nomeadamente a evolução em profundidade das resistências de ponta e lateral, já fazia prever a divisão das camadas do solo definidas com recurso à aplicação da metodologia.

Após terem sido definidos os índices de comportamento, I_c , determinou-se os parâmetros apresentados no Quadro 1, nomeadamente peso volúmico (γ), módulo de rigidez a 50% da carga de rotura (E_{50}), grau de sobreconsolidação (OCR), resistência não drenada (S_u), ângulo de resistência ao corte (ϕ'), dilatância (ψ), permeabilidade (k), coeficiente de impulso em repouso (K_0).

O peso volúmico, inicialmente arbitrado foi posteriormente corrigido de acordo com as equações 5, 6 e 7, tendo sido o valor final admitido correspondente à média das duas últimas, por apresentarem valores mais próximos (Robertson e Cabal, 2010) (Mayne *et al.*, 2010).

$$\gamma_t = 1,81 \gamma_w \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0,05} \left(\frac{q_p - \sigma_{vo}}{p_a} \right)^{0,017} \left(\frac{f_{s'}}{p_a} \right)^{0,073} (B_q + 1)^{0,16} \quad (5)$$

$$B_q = (u_2 - u_0)/(q_p - \sigma_{vo}) = \Delta u/(q_p - \sigma_{vo}) \quad (6)$$

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \log (R_f) + 0,36 \log \left(\frac{q_t}{p_a} \right) + 1,236 \quad (7)$$

$$\gamma_t \left(\frac{kN}{m^3} \right) = 11,46 + 0,33 \log (z) + 3,10 \log (f_s) + 0,70 \log (q_t) \quad (8)$$

sendo z a profundidade desde a superfície do terreno.

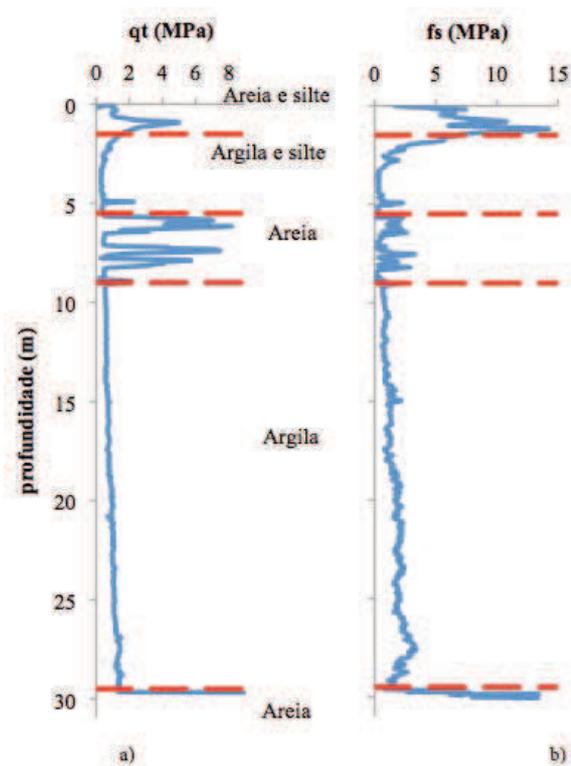


Fig. 1 – Resultados do ensaio CPTU: a) resistência de ponta; b) resistência lateral.

Quadro 1 – Parâmetros admitidos para cada camada com base na proposta de Robertson (2009).

Camada	I _c	Classificação SBTn	γ (kN/m ³)	E _{s0} (MPa)	OCR	Su (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	k _o	k (m/s)
1	5	Areia e silte	19	19	-	-	44	14	0,301	1,72E-06
2	3-4	Argila e silte	16	19	1,5	38	28	-	1,035	2,69E-08
3	5-6	Areia	16	15	-	-	31	5	0,624	1,93E-05
4	3	Argila	17	25	1,1	43	26	-	0,582	8,64E-10
5	6	Areia	20	71	-	-	39	12	0,802	3,80E-04

SBTn – Classificação em função do comportamento do solo (Normalised Soil Behaviour type – Robertson, 2009).

O módulo de distorção máximo ou inicial, sugerido por Robertson (2009), calculou-se através da equação 9, a qual é função da densidade do solo (ρ), da pressão atmosférica (p_a) e do índice de comportamento (I_c).

$$G_0 = G_{\text{máx}} = \alpha_G (q_t - \sigma_{vo}) \quad (9)$$

$$\alpha_G = (\rho/p_a) \alpha_{vs} \quad (10)$$

$$\alpha_{vs} = 10^{(0,55I_c + 1,68)} \quad (11)$$

O módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de rotura, E_{50} , foi determinado assumindo que apresenta a mesma degradação que o módulo de distorção, proposto por Fahey e Carter (1993) (equação 13), uma vez que o comportamento é elástico, pelo que se admite que o coeficiente de Poisson permanece aproximadamente constante. O coeficiente de Poisson considerado para argilas e areias foi de 0,25 e 0,35, respetivamente. Deste modo, o E_{50} obteve-se a partir da equação 14.

$$E_{\text{máx}} = 2G_{\text{máx}} (1 + \nu) \quad (12)$$

$$G_{50}/G_{\text{máx}} = 1 - f (\tau_{50}/\tau_{\text{máx}})^g = 1 - 1 (0,5)^g \quad (13)$$

$$g \begin{cases} = 0,3 \text{ solos arenosos} \\ = 0,5 \text{ solos argilosos} \end{cases}$$

$$E_{50} = 2G_{50} (1 + \nu) \quad (14)$$

O grau de sobreconsolidação foi calculado conforme a equação 15, proposta por Robertson (2012).

$$\text{OCR} = (2,625 + 1,75 \log F_r)^{-1,25} (Q_{\text{tn}})^{1,25} \quad (15)$$

A resistência não drenada, especialmente importante em solo com comportamento tipo de argilas foi determinada pela equação 16, admitindo que o parâmetro N_{kt} se obtém através da equação 17 (Robertson, 2012).

$$(S_u/\sigma'_{vo}) = Q_{\text{tn}}/N_{kt} \quad (16)$$

$$N_{kt} = 10,5 + 7 \log F_r \quad (17)$$

O ângulo de atrito foi obtido através da equação 18. O ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) considerado foi de 33° para solos com comportamento tipo areia e de 25° para solos com comportamento tipo argila (Robertson, 2010).

$$\phi' = \phi'_{cv} + 14,44 [\log Q_{\text{tn,cs}}]^{-22,31} \quad (18)$$

$$Q_{m,cs} = K_c \cdot Q_m \quad (19)$$

$$I_c \begin{cases} \leq 1,64; K_c = 1,0 \\ >1,64; K_c = 5,581I_c^3 - 0,403I_c^4 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88 \end{cases} \quad (20)$$

Relativamente à dilatância, recorreu-se à equação proposta por Bolton (1986) - equação 21 e foi determinada apenas para solos com comportamento tipo arenoso.

$$\psi = \frac{(\phi' - \phi'_{cv})}{0,8} \quad (21)$$

O coeficiente de impulso em repouso, K_0 , foi determinado de forma distinta para areias e para argilas, através das equações 22 e 23, respetivamente.

No caso dos solos com comportamento tipo arenoso, como é referido por Matos Fernandes (2011), o coeficiente de impulso em repouso pode ser obtido através da equação proposta por Jaky (1944), quando se trata de solos com propriedades arenosas. Destaca-se ainda que, segundo o mesmo autor, esta relação é uma aproximação de uma equação teórica mais complexa.

Para solos com comportamento tipo argiloso admite-se a relação apresentada na equação 23, desenvolvida por Mayne *et al.* (2001), função do ângulo de atrito e do grau de sobreconsolidação.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (22)$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\sin \phi'} \quad (23)$$

O cálculo do coeficiente de permeabilidade utilizado representa-se na equação 24 e depende apenas do índice I_c .

$$\begin{array}{lll} 1 < I_c \leq 3,27 & k = 10^{(0,952 - 3,04I_c)} & \text{em m/s} \\ 3,27 < I_c \leq 4,0 & k = 10^{(-4,52 - 1,37I_c)} & \text{em m/s} \end{array} \quad (24)$$

As camadas 2 e 4 merecem particular destaque. A camada 2 apresenta um comportamento idêntico ao da camada 4, sendo a principal diferença de relevo o grau de sobreconsolidação OCR, superior na primeira, situação eventualmente relacionada com a variação do nível freático. Relativamente à camada 4 foi efetuada uma análise mais detalhada dos parâmetros que a caracterizam dada a sua grande espessura e consequentemente, maior influencia no comportamento do aterro.

2.3 – Modelação do ensaio edométrico e parâmetros dos modelos constitutivos

Numa fase anterior à modelação da solução de tratamento do terreno com DSM, houve necessidade de estudar o comportamento do solo com características argilosas, mais concretamente o solo correspondente à camada 4, dadas as especificidades apresentadas por este tipo de solo e a espessura da camada. Assim, foi modelado pelo método dos elementos finitos (MEF) no programa Plaxis® um ensaio edométrico, de forma a comparar os resultados obtidos no MEF com os mesmos obtidos no ensaio realizado em laboratório. Este procedimento permitiu calibrar as propriedades geomecânicas da camada 4.

Para a simulação do ensaio edométrico utilizou-se um modelo axissimétrico representando metade do provete, Fig. 2, de forma a reproduzir as suas dimensões.

As condições fronteira consideradas consistiram em admitir a presença do nível freático à superfície e fixar as condições de impedimento do escoamento da água na direção vertical. No limite esquerdo do modelo, uma vez que corresponde ao eixo de simetria também foi admitido o impedimento do escoamento. Os limites superior e inferior do modelo permitem a passagem de água, uma vez que, tal como acontece no ensaio realizado em laboratório, nestes limites existem duas pedras porosas.

O carregamento dos diferentes escalões de carga foi realizado considerando duas fases distintas, uma referente à aplicação da carga propriamente dita e outra à atuação dessa carga num período de tempo, admitido como 24h.

Na Fig. 3 apresentam-se as curvas de compressibilidade obtidas, tendo-se verificado que os assentamentos finais do modelo são ligeiramente superiores, aproximadamente 3%, aos registados no ensaio realizado no laboratório.

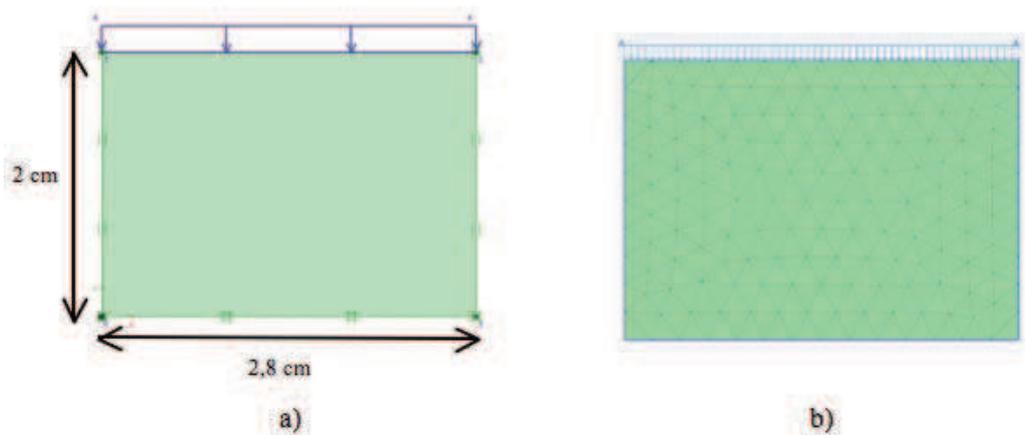


Fig. 2 – Modelo para simulação do ensaio edométrico: a) geometria; b) malha de elementos.

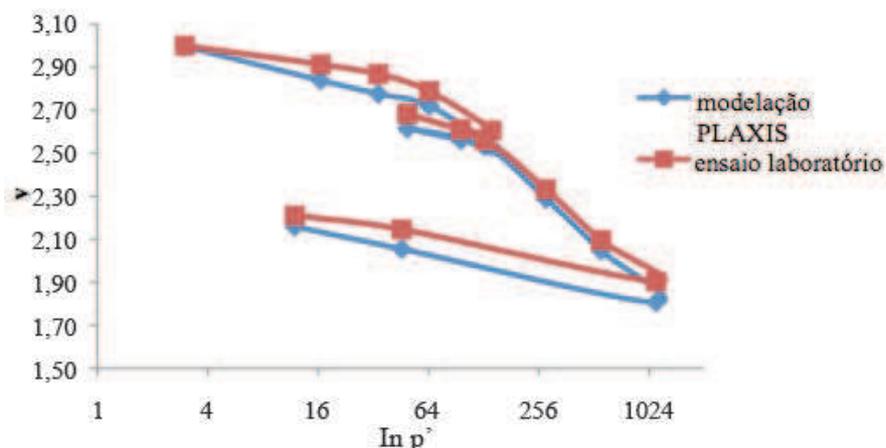


Fig. 3 – Curvas de compressibilidade obtidas no ensaio laboratorial e na modelação realizada no Plaxis, em função de v e $\ln p'$.

Atendendo a que não se dispõe de ensaios laboratoriais sobre amostras do horizonte 2, admitiu-se que os parâmetros calibrados para a camada 4 servem também para a camada 2. As únicas diferenças dizem respeito ao grau de sobreconsolidação (fenómeno que se assume estar associado ao caráter variável do nível freático) e ao coeficiente de permeabilidade.

Relativamente aos valores da permeabilidade das camadas argilosas (2 e 4), considerou-se que a metodologia de Robertson (2009) descrita, representa com melhor acuidade o comportamento do solo *in situ*, pelo que não se teve em conta o valor determinado pelo ensaio edométrico, cuja dimensão, por um lado, e as condições hidráulicas de fronteira, por outro, não serão perfeitas em relação à variabilidade textural (fábrica) dos horizontes *in situ* e à distribuição de caminhos de percolação em campo.

Tendo em conta os parâmetros do Quadro 1 obtidos pela proposta de Robertson (2009), a calibração efetuada pela modelação do ensaio edométrico e a seleção dos modelos constitutivos para cada camada, obtiveram-se os parâmetros necessários para a modelação numérica do caso de estudo. A camada 4 de maior possança e com características mais argilosas é a que mais influencia a deformação do aterro pelo que o seu comportamento foi modelado pelo *Soft Soil Model* (SSM) disponível no Plaxis®. As restantes foram simuladas pelo *Hardening Soil Model* (HSM). O Quadro 2 resume os parâmetros de cada camada indicando o peso volúmico (γ), os ângulos de resistência ao corte (ϕ') e dilatância (ψ), o interceto coesivo (c'), o módulo de rigidez a 50% da carga de rotura (E_{50}), os parâmetros normalizados dos gradientes da linha normalmente consolidada - λ e da linha de recompressibilidade - κ (no espaço volume específico versus tensão média efetiva), a permeabilidade (k) e o grau de sobreconsolidação (OCR).

Quadro 2 – Características consideradas nos materiais referentes a cada unidade geotécnica.

Camada	Modelo	Cota superior (m)	Cota inferior (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	ψ (°)	c' (kN/m ²)	E_{50} (MPa)	λ^*	κ^*	k (m/s)	OCR
Aterro de pré-carga	HSM	Variável		20,00	38,00	0	20	50,00	-		1,7E-6	-
Aterro definitivo	HSM	Variável		23	41		20	50	-		1,7E-6	-
1	HSM	0	1,5	18,83	43,85	14,20	-	18,67	-		7,2E-8	-
2	SSM	1,5	5,5	15,80	28,40	0	-	19,38	0,1363	0,0321	1,1E-9	1,5
3	HSM	5,5	9	16,33	31,29	5,01	9,6	14,50	-		8,0E-7	-
4	SSM	9	29,5	16,79	25,88	0	-	24,69	0,1363	0,0321	3,6E-11	1
5	HSM	29,5	31	20,39	39,13	12,01	-	70,97	-		7,3E-6	-
HSM – <i>Hardening Soil Model</i> SSM – <i>Soft Soil Model</i>												

3 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DO ATERRO

3.1 – Introdução

O presente ponto tem como objetivos modelar e analisar a aplicabilidade de uma solução em DSM alternativa à implementada em obra para o tratamento do terreno do maciço de fundação do aterro em estudo. Para o efeito, apresenta-se inicialmente a modelação da solução implementada em obra e, posteriormente, uma análise de várias soluções alternativas.

3.2 – Modelação da solução implementada em obra

A solução implementada em obra consistiu, como se referiu anteriormente, numa solução combinada de pré-carga com geodrenos espaçados de 1,2m, sendo o aterro final constituído, maioritariamente por Geo Leca®.

O tempo de atuação da pré-carga correspondeu a cerca de 377 dias, atingindo a base do aterro um assentamento total de, sensivelmente, 1m, de acordo com os resultados da monitorização. Dada a existência de um ponto de nivelamento no topo do aterro foi determinada a altura da pré-carga – 4,1m, assumindo-se que o faseamento construtivo deste aterro teve 4 fases de aplicação de carga sucessiva, com aumento progressivo da altura, 1m, 1,5m, 2,7m e 4,1m a que corresponderam, respetivamente, os tempos de atuação 6, 8, 21 e 342 dias.

O aterro definitivo apresenta uma altura de 5m, uma plataforma com largura 13m e a inclinação é de 1:2 (V:H), à semelhança do que foi considerado no aterro de pré-carga.

Com o intuito de validar o modelo numérico, os resultados da modelação da solução implementada na obra foram comparados com os resultados da monitorização. Esta monitorização dos deslocamentos foi realizada com recurso a placas de nivelamento, de forma a quantificar a variação da cota ao nível da base do aterro e o período de observação correspondeu a 377 dias.

O modelo considerado - Fig. 4 - é do tipo plano de deformação e, por simplificação de cálculo numérico, tirou-se partido da existência de um eixo de simetria.

Na Fig. 5 apresenta-se a deformada final do terreno induzida pelo carregamento, isto é, pela ação do peso do próprio do aterro, ao fim de 377 dias.

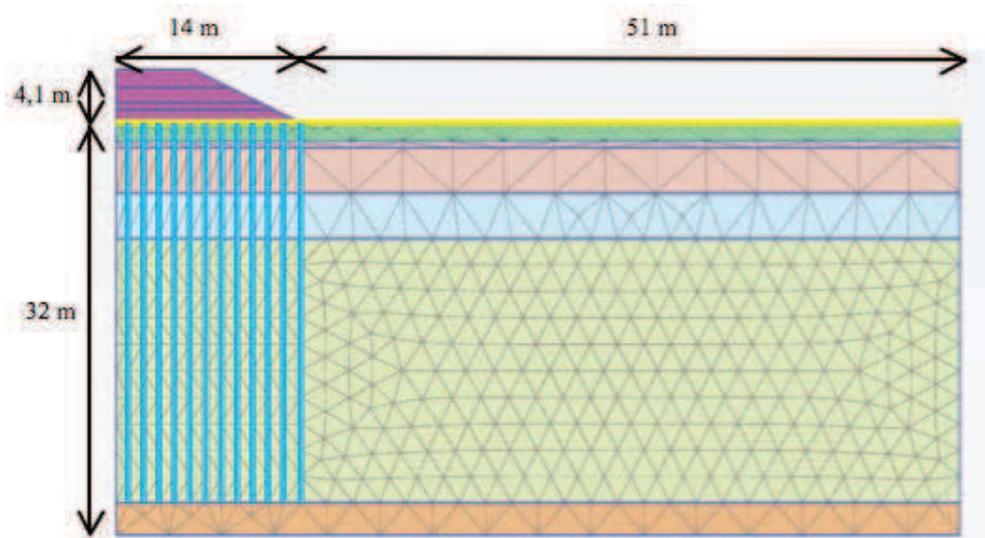


Fig. 4 – Malha de elementos finitos do modelo de tratamento do terreno aplicado efetivamente em obra.

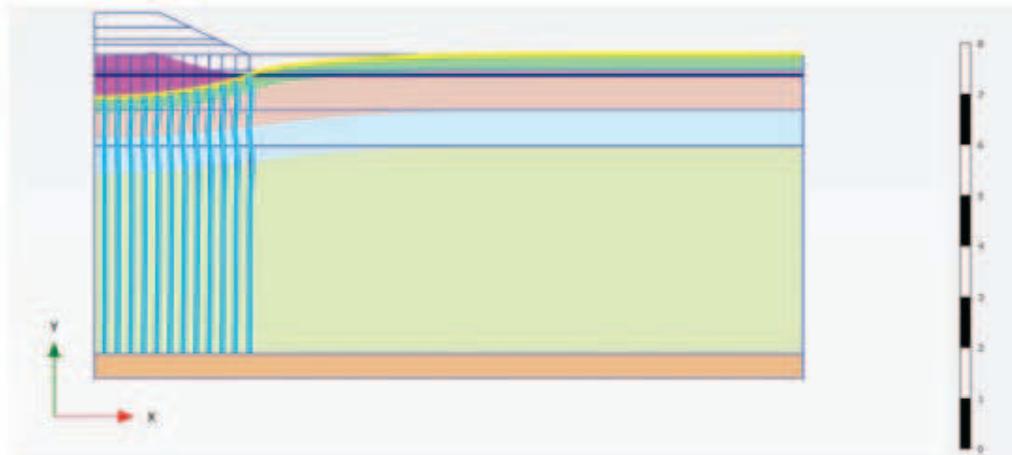


Fig. 5 – Deformada do modelo no final do período de tempo analisado.

Uma vez que existem geodrenos - elementos verticais representados a azul nas Fig. 4 e 5 - foi analisada a evolução dos excessos de pressão neutra ao longo do período de tempo considerado, tendo-se verificado que ao longo do período de consolidação os excessos de pressão neutra tendem a dissipar-se, como seria de esperar. Esta situação está relacionada com a existência de fronteiras drenantes a limitar a camada de argila e, principalmente, com a permeabilidade reduzida deste solo. A validação do modelo numérico consistiu assim na comparação da evolução dos assentamentos ao longo do tempo (Fig. 6). Conforme se pode observar o comportamento de ambas as curvas é idêntico, existindo apenas uma diferença de 4cm, aproximadamente, no final do tempo de monitorização – 377 dias.

Em resumo, é pertinente referir que parâmetros que definem o comportamento das diferentes camadas de solos, nomeadamente os que dizem respeito à camada da argila, conduzem a um assentamento muito próximo daquele que foi obtido nas observações levadas a cabo na monitorização da obra, pelo que se assume que as modelações aqui apresentadas têm validade.

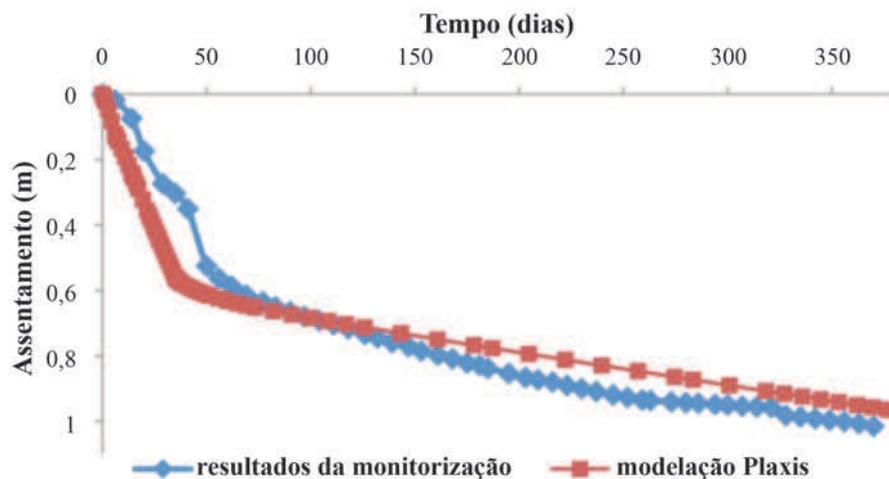


Fig. 6 – Assentamentos ao longo do período de tempo.

3.3 – Modelação de uma solução alternativa de tratamento do maciço de fundação do aterro

No presente trabalho procurou-se estudar uma solução alternativa para o tratamento da fundação do aterro que incluisse uma malha de colunas em DSM, em substituição de uma solução “tradicional” de tratamento de terrenos com características argilosas, que contempla a ação combinada de um aterro de pré carga e geodrenos.

Nesse sentido, analisou-se o espaçamento entre as colunas, a vantagem da utilização de uma plataforma de transferência de cargas na base do aterro, bem como as características do material tratado que faz parte das colunas. Por outro lado, é fundamental analisar os assentamentos que resultam de cada solução, na medida em que, para que a solução das colunas em DSM fosse aplicada em obra, devia respeitar um assentamento máximo no valor de 2,5cm.

Importará contudo esclarecer que, idealmente, para definir as propriedades do solo tratado a considerar para efeitos de modelação do comportamento do problema em questão, seria necessário recorrer a ensaios laboratoriais (idealmente sobre carotes recolhidas em colunas piloto) ou *in situ* (tais como ensaios de carga sobre colunas pivots instrumentadas), sendo que na ausência dos mesmos considerou-se, simplifcadamente, a experiência de alguns autores em obras similares. Desta forma, consideraram-se alguns estudos presentes na literatura da especialidade, para o caso da mistura do solo argiloso com o ligante (Correia, 2011; Topolnicki, 2009).

Assim, com o intuito de modelar o comportamento da solução alternativa de tratamento do terreno, foi necessário ter em consideração os parâmetros que caracterizam a mistura do solo com o ligante, que variam com o tipo de solo. Assim, expressam-se no Quadro 3 essas características para cada uma das camadas identificadas atrás.

Quadro 3 – Algumas características do solo tratado consideradas no modelo numérico.

Camada	γ (kN/m ³)	k (m/s)	ψ (°)	ϕ' (°)
1	18,83	7,2E-9	23,33	35
2	15,80	1,1E-10	11,7	
3	16,33	8,1E-8	23,3	
4	16,00	3,6E-12	11,7	
5	20,39	1,6E-6	23,3	

O peso volúmico mantém-se inalterado em relação ao solo natural e para o ângulo de atrito admitiu-se um valor médio de 35°. Este valor corresponde a um valor típico de ângulo de atrito a volume constante de um material “granular”, que resultará por incremento do diâmetro das partículas agregadas por alguma cimentação entre o cimento e o solo.

Relativamente à permeabilidade, quando se trata de misturas com o ligante (cimento) no estado húmido, o que acontece é uma redução da mesma, tornando o material em causa menos permeável. Assim, e uma vez que não foram encontrados dados, concretos ou aproximados, na literatura consultada, que indicassem uma possível relação com as características dos solos em estudo, admitiu-se que a redução de uma ordem de grandeza, relativamente à permeabilidade do solo natural, seria uma boa aproximação.

Como a dilatância só se torna um parâmetro relevante após a plastificação, a consideração deste parâmetro não é muito relevante, no entanto, conservativamente, assumiu-se como sendo $2/3 \phi'$ nas camadas 1, 3 e 5 e $1/3 \phi'$ para as camadas 2 e 4 por ser o valor admitido por defeito pelo Plaxis.

Além das características presentes no Quadro 3, o módulo de deformabilidade (E_{50}) foi determinado com base na resistência à compressão não confinada (q_u), de acordo com algumas

correlações desenvolvidas por Correia (2011). Assumiu-se ainda a relação presente na equação 25 para a determinação do módulo de deformabilidade, apresentada por Topolnicki (2009), com base na experiência acumulada.

$$E_{50} = \beta \cdot q_u$$

$$\beta \begin{cases} = 120 \text{ para } q_u < 1 \text{ MPa} \\ = 380 \text{ para } q_u > 1 \text{ MPa} \end{cases} \quad (25)$$

Porém, uma vez que a resistência à compressão aumenta ao longo do tempo (de cura, TC), foi considerada a relação (26), também proposta por Correia (2011).

$$\frac{q_{u, \text{máx}}^{TC}}{q_{u, \text{máx}}^{TC=28}} = 0,077 + 0,296 \ln (TC)$$

$$q_{u, \text{máx}}^{TC=28} \text{ (mistura solos arenosos)} = 2000 \text{ kPa} \quad (26)$$

$$q_{u, \text{máx}}^{TC=28} \text{ (mistura solos argilosos)} = 1314 \text{ kPa}$$

Posto isto, os valores dos módulos de deformabilidade utilizados na execução do presente trabalho apresentam-se no Quadro 4. Trata-se do módulo de deformabilidade a 50% da carga de rotura para uma tensão de referência de 100 kPa, tal como requerido no *Hardening Soil Model* do Plaxis®, selecionado para reproduzir o comportamento do solo tratado.

Quadro 4 – Resistências à compressão e respetivos módulos de deformabilidade a 50% da carga de rotura.

TC (dias)	Camadas Argilosas cimentadas		Camadas Arenosas cimentadas	
	q_u (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	q_u (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)
7	858,0	171,6	1306,0	496,3
14	1127,6	225,5	1716,3	652,2
28	1314,0	279,4	2000,0	808,1
1825 (5anos)	3021,9	604,4	4599,5	1747,8

Ao longo do presente trabalho considerou-se constante o diâmetro das colunas - 0,8m - por forma a estudar o efeito da introdução de outras variáveis, como o afastamento entre as mesmas ou o tempo de cura do cimento (Fig.7).

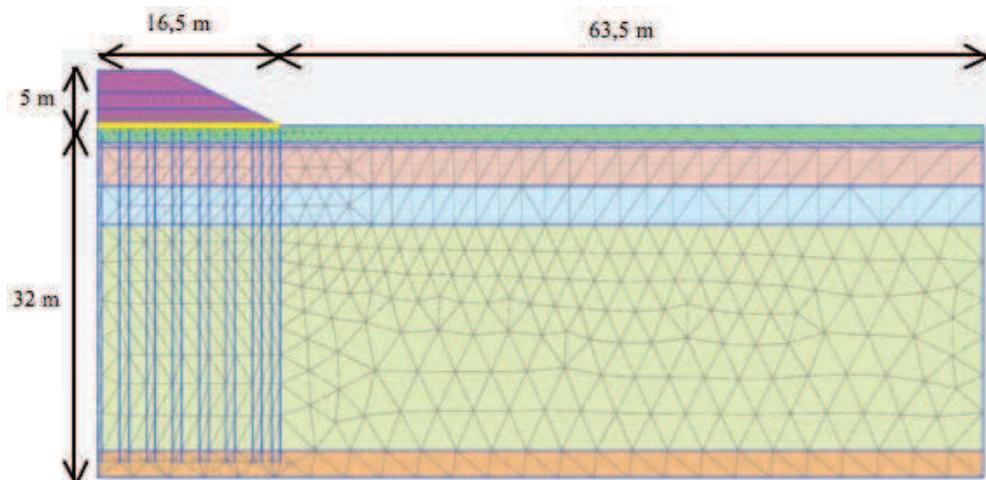


Fig. 7 – Malha de elementos finitos considerada para um caso geral.

Na primeira análise (Análise 1) foi fixado o espaçamento entre colunas de três vezes o diâmetro das mesmas (2,4m) e foram admitidos três tempos de cura (7, 14 e 28 dias), com o objetivo de verificar as alterações que este efeito provoca do ponto de vista do comportamento do aterro em análise. De facto, era necessário avaliar com que idade se poderia colocar o aterro sem introduzir demasiadas deformações nas colunas e no aterro. Na segunda análise (Análise 2), o tempo de cura foi fixado nos 28 dias e analisou-se a existência, ou não, de uma plataforma de transferência de cargas constituída por um material *tout venant* (tipo A) ou betão (tipo B), tendo sido usados vários espaçamentos entre colunas. O Quadro 5 resume as variáveis introduzidas em cada uma das análises.

Quadro 5 – Apresentação dos casos estudados relativos ao estudo da implementação de uma solução alternativa em DSM.

Estudo da implementação de uma solução alternativa em DSM				
Análise 1		Análise 2 (TC 28 dias)		
Espaçamento entre colunas (m)	TC (dias)	Sem plataforma	Com plataforma	
2,4	7	Espaçamento entre colunas (m)	Tipo A	Tipo B
		0,8	Espaçamento entre colunas (m)	
	14	1,6	2,4	2,4
		2,4	3	3
	28	3	3,3	4
		3,3		

3.3.1 – Análise 1

As características das colunas de solo tratado consideradas nesta análise apresentam-se no Quadro 6. Refira-se ainda, que o módulo de deformabilidade E_{sr}^{ref} foi considerado três vezes superior ao módulo E_{s0}^{ref} , simplificação adotada no Plaxis®. Por outro lado, o interceto coesivo foi determinado

com base na resistência à compressão não confinada (q_u) – equação 27. Trata-se de uma aproximação, em relação à ordenada máxima da circunferência de Mohr representativa de ensaios de compressão uniaxial (simples), com uma ligeira diminuição (arbitrou-se 20%), admitindo a evolução da envolvente de rotura à medida que a tensão de confinamento aumenta, numa representação das circunferências de Mohr associadas para tensões mais elevadas.

$$c' = \frac{q_u}{2} 0,8 \quad (27)$$

Quadro 6 – Módulos de deformabilidade e interceto coesivo para os tempos de cura estudados 7, 14 e 28 dias.

	Camadas intersetadas	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c' (kPa)
TC 7 dias	1_3_5	496,3	1488,8	522
	2_4	171,6	514,8	343
TC 14 dias	1_3_5	652,2	1956,6	687
	2_4	225,5	676,6	451
TC 28 dias	1_3_5	808,1	2424,4	851
	2_4	279,4	838,3	559

Admitindo que o aterro definitivo é construído ao fim de 7 dias após execução das colunas correspondendo um tempo de cura de 7 dias, apresenta-se na Fig. 8 a deformada da parte superior do maciço de fundação do aterro, no final de 90% de consolidação que coincide com um período temporal de 1077 dias. Note-se, que as restantes deformadas, relativas aos tempos de cura de 14 e 28 dias, são idênticas e dizem respeito a 994 e 705 dias, para uma consolidação de 90%.

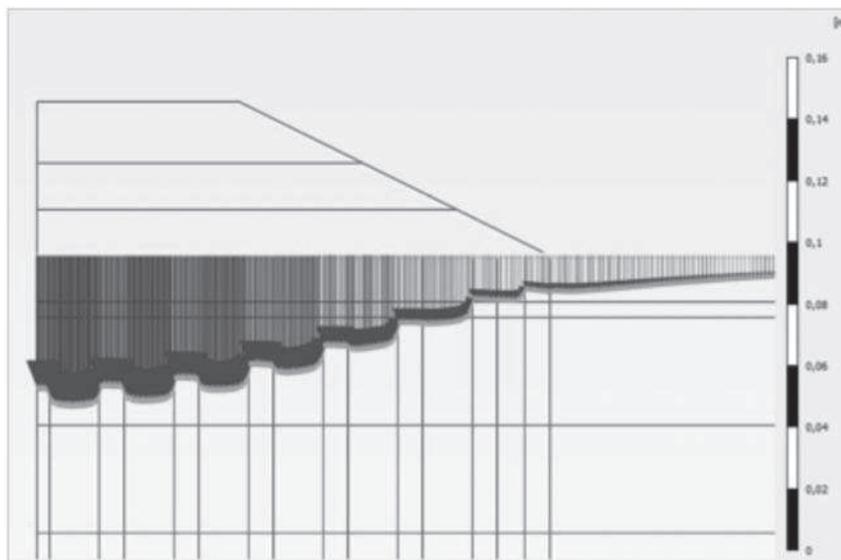


Fig. 8 – Deformada relativa aos assentamentos verticais, ao nível da superfície do terreno (TC 7 dias).

A Fig. 9 mostra a evolução dos deslocamentos máximos na base do aterro em função do tempo de cura, sendo que os verticais dizem respeito a um ponto localizado na base do aterro e os horizontais ao nível da base do pé do talude do aterro. Esses pontos foram escolhidos por serem os pontos com maiores deslocamentos (Fig. 10).

Naturalmente que à medida que a rigidez das colunas aumenta, os deslocamentos diminuem. No entanto, é interessante analisar que o incremento do deslocamento também diminui com o tempo. Por exemplo, no caso dos assentamentos da base do aterro, verifica-se que entre os 7 e os 14 dias há uma diminuição de 10,48 mm em 7 dias, enquanto nos 14 dias subsequentes (entre os 14 e os 28 dias) o assentamento diminui apenas 6,31 mm.

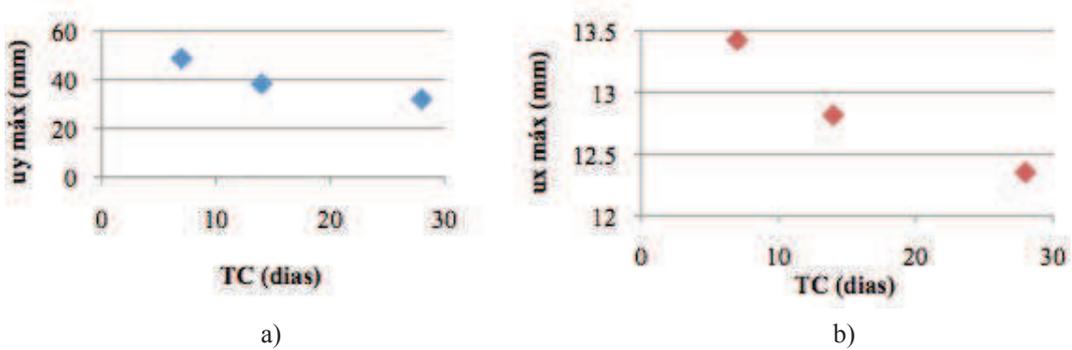


Fig. 9 – Deslocamentos medido na base do aterro relativos aos tempos de cura analisados: a) verticais para um ponto no eixo de simetria do aterro; b) horizontais para um ponto ao nível do pé de talude.

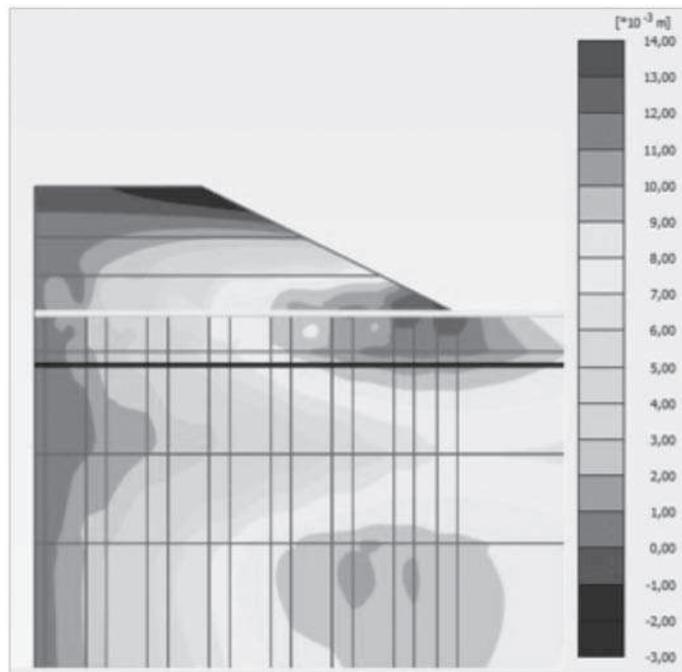


Fig. 10 – Distribuição espacial dos deslocamentos horizontais no aterro em função da sua grandeza.

3.3.2 – Análise 2

Nesta análise foi considerado o caráter tridimensional do problema, isto é, do funcionamento das colunas como elementos de suporte do aterro colocado superiormente. Estando a ser realizada uma análise bidimensional no programa Plaxis® (em estado plano de deformação), considerou-se uma espécie de rigidez equivalente, que tem em conta o afastamento entre colunas, como se de uma largura de influência se tratasse.

Adicionalmente foi realizada uma análise onde se considerou a presença de dois tipos de Plataformas de Transferência de Cargas (PTC) distintas: uma com um material *tout venant* reforçado com uma geogrelha (Tipo A) e outra, rígida, em betão armado (Tipo B) cujas características se apresentam nos Quadros 7 e 8. Por simplicidade admitiu-se que em ambos os casos a espessura das plataformas era equivalente a 30 cm.

Nesta análise, admitiu-se sempre o tempo de cura de 28 dias para os casos estudados, uma vez que, do ponto de vista do controlo do material em obra, geralmente se considera esse período de tempo para caracterização dos parâmetros necessários, nomeadamente as resistências.

Quadro 7 – Características do *tout venant*.

Camada	Modelo	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	ψ (°)	c' (kN/m ²)	E_{50} (MPa)	k (m/s)
<i>Tout Venant</i>	HSM	23	41		20	100	1,7E-6

Quadro 8 – Características do betão.

E (GPa)	ν	γ (kN/m ³)
31	0,2	24

3.3.2.1 – Aterro sem plataforma de distribuição de carga

Neste caso os deslocamentos verticais máximos obtidos apresentam-se no Quadro 9, pelo que se pode concluir, que existe uma relação linear entre o assentamento máximo da base do aterro e o afastamento entre colunas.

Quadro 9 – Deslocamentos verticais máximos correspondentes aos espaçamentos entre colunas analisados.

Espaçamento entre colunas (m)	$u_{y, \text{máx}}$ (cm)
1,6	3,53
2,4	7,81
3	11,3
3,3	12,3

Com base no exposto considerou-se oportuno avaliar a variação do deslocamento horizontal ao longo do tempo, para zonas específicas, designadamente numa zona próxima do deslocamento máximo e outra mais próxima da extremidade da coluna. Para o efeito admitiram-se os pontos representados na Fig. 11.

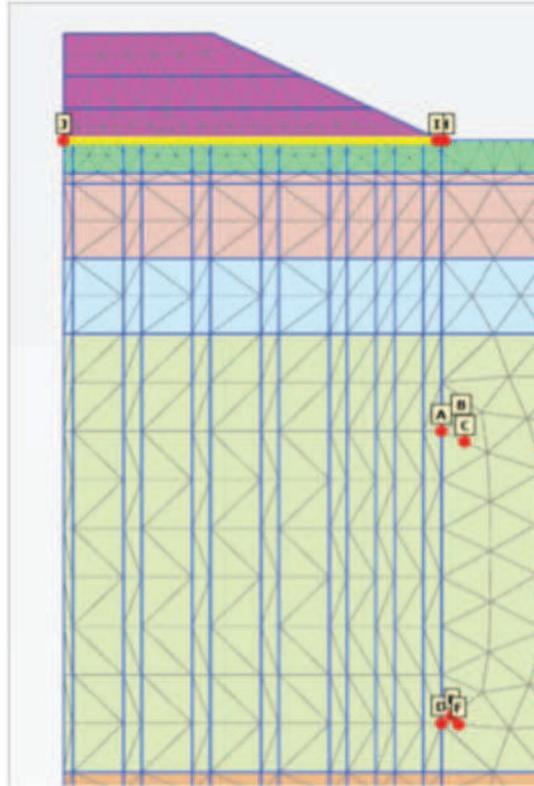


Fig. 11 – Localização dos pontos considerados no traçado das curvas.

Para os pontos A, B e C o deslocamento horizontal ao longo do tempo varia de acordo com o gráfico apresentado na Fig. 12, representativo do ponto A. Numa zona mais profunda da coluna (pontos D, E e F), os deslocamentos horizontais são inferiores, mas tendem para um determinado valor, isto é, estabilizam - Fig. 13, representativa do ponto D. O facto dos deslocamentos terem sinais diferentes nas duas figuras diz respeito à convenção admitida pelo Plaxis®, o que significa que os pontos A, B e C se deslocam para a direita, ou seja, no sentido do exterior da zona subjacente ao aterro, enquanto os pontos D, E e F apresentam um movimento no sentido contrário.

A análise da evolução dos deslocamentos é importante, uma vez que, neste tipo de obras, é geralmente contemplado no plano de monitorização a implementação de elementos de medição das deformações, principalmente na coluna mais exterior, como por exemplo inclinómetros. Estes permitem retirar conclusões quanto à estabilização, ou não, dos deslocamentos, e assim verificar se estes estão a evoluir desfavoravelmente permitindo intervir antes do possível colapso da estrutura.

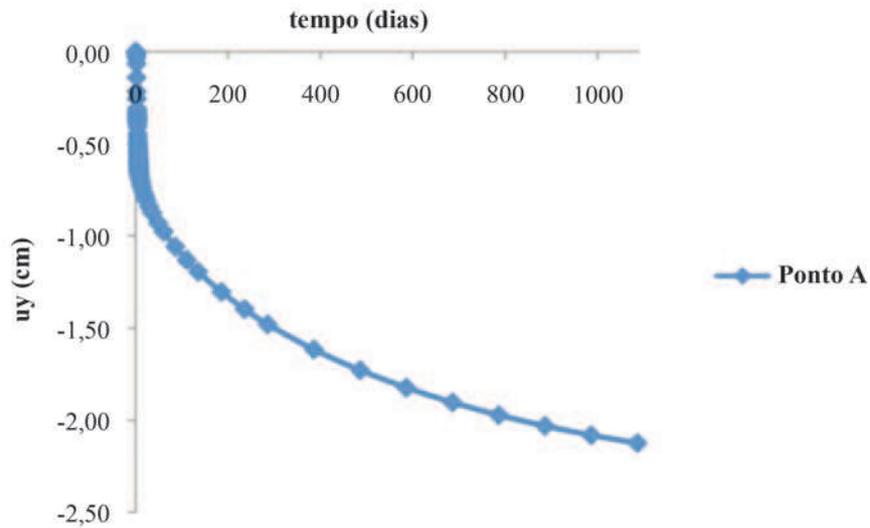


Fig. 12 – Evolução dos deslocamentos horizontais no ponto A.

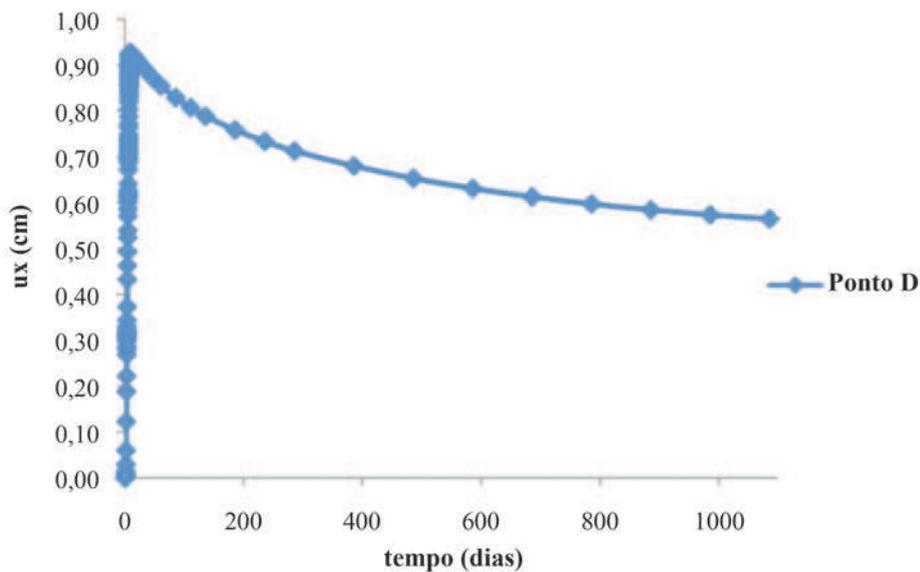


Fig. 13 – Evolução dos deslocamentos horizontais no ponto D.

3.3.2.2 – Aterro com plataforma de distribuição de carga – Tipo A

A rigidez da geogrelha utilizada foi de 270kN/m, um valor médio retirado do catálogo da Tenax®. Porém, no que diz respeito à modelação, convém referir que não é possível no Plaxis® distinguir entre uma geogrelha e um geotêxtil. Numa fase inicial, anterior à escolha da geogrelha Tenax®, analisaram-se várias hipóteses, nomeadamente ao nível do valor da rigidez do material a adotar, verificando-se que os resultados finais de deformação, e até mesmo do esforço axial, eram

idênticos, independentemente do valor introduzido no programa. Esta situação ocorreu com e sem a adição de elementos de interface – opção disponível no Plaxis®. Comparando a análise sem plataforma de distribuição de carga (referida no artigo em 3.3.2.1) onde se obteve 7,81 cm de assentamento para o afastamento de 2,4 m, com a análise com a plataforma tipo A (assentamento de 7,3 cm – Quadro 8), verificamos que os resultados não são substancialmente diferentes.

No Quadro 10 apresentam-se os assentamentos verticais máximos obtidos, assim como o esforço axial máximo da geogrelha, referentes aos espaçamentos estudados. Mais uma vez se verifica que o assentamento aumenta linearmente com o afastamento entre colunas.

Quadro 10 – Esforço axial da geogrelha referente a cada um dos espaçamentos entre colunas analisados.

Espaçamento entre colunas (m)	$N_{m\acute{a}x}$ (kN)	$u_{y, m\acute{a}x}$ (cm)
2,4	1,1	7,3
3	2,1	11
3,3	3,32	12,5

3.3.2.3 – Aterro com plataforma de distribuição de carga – Tipo B

Para o preenchimento da plataforma patente nesta solução admitiu-se a presença de um betão com uma malha de armadura mínima C25/30, caracterizado por um modelo linear elástico com um tipo de drenagem “*non porous*”, disponível no Plaxis®, próprio para este material.

A deformada é bastante diferente das apresentadas anteriormente, na medida em que, neste caso, a plataforma é rígida, logo deforma-se de forma idêntica a uma laje de betão. O betão considerado é muito mais rígido que as colunas, portanto a deformada vai apresentar uma forma mais contínua relativamente às restantes - Fig. 14.

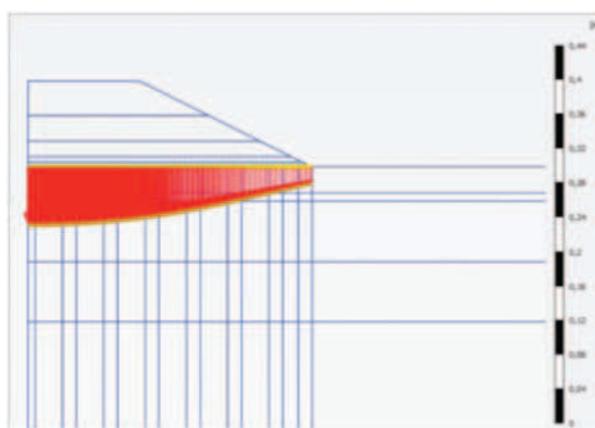


Fig. 14 – Deformada no final da consolidação 90% - Plataforma B – afastamento entre colunas 2,4m.

A distribuição de fendilhação associada a esta solução de laje estrutural não constituiu um tema de estudo, contudo, tem-se a percepção que os valores dos deslocamentos obtidos (Quadro 11) são incompatíveis com os critérios deste estado limite.

Também neste caso, com a introdução de uma plataforma rígida de betão armado, o assentamento da base do aterro continua a aumentar linearmente com o afastamento entre colunas. No ponto seguinte analisar-se-á as vantagens e inconvenientes de cada solução com base nos deslocamentos obtidos.

Quadro 11 – Deslocamentos verticais máximos correspondentes aos espaçamentos entre colunas analisados.

Espaçamento entre colunas (m)	$u_{y, \text{máx}}$ (cm)
2,4	6,72
3	9,9
4	16,6

3.4 – Comparação das soluções

Na primeira análise efetuada - Análise 1, apenas se avaliaram alguns efeitos provocados pela variação do módulo de deformabilidade devido ao tempo de cura, fixando um afastamento entre colunas. Verificou-se que a deformada da linha que separa o maciço de fundação do aterro apresenta uma forma esperada, tratando-se as colunas de elementos mais rígidos que funcionam como apoios.

Os deslocamentos não diminuem significativamente quando o tempo de cura passa de 14 para 28 dias, verificando-se que, tal como era previsto, os deslocamentos horizontais são mais evidentes na zona do pé do talude. Na vertical do eixo do aterro, os deslocamentos são predominantemente verticais, uma vez que as tensões verticais são superiores.

Embora os deslocamentos diminuam à medida que o tempo de cura das colunas aumenta, essa redução não é suficientemente relevante tendo em conta os limites previstos em projeto.

No que diz respeito à Análise 2, era esperado que a geogrelha (plataforma de solo “armado”) induzisse uma diminuição do assentamento com o aumento do afastamento entre colunas, fazendo com que ficasse mais solicitada e, portanto, fosse mais mobilizada a sua resistência à tração. O que se verificou foi que o esforço axial aumenta ligeiramente, contudo, o assentamento aumenta com o afastamento entre colunas. É normal que o assentamento aumente à medida que o número de colunas reduz, no entanto, esperava-se que este aumento fosse reduzido, uma vez que existe um elemento com capacidade resistente à tração que permite absorver este carregamento. Exemplo disso é o facto de o aumento de 30cm no afastamento entre colunas induzir um assentamento de 1,5cm (Quadro 8). Esta questão fica em aberto, requerendo análises com outros programas de cálculo, já que se tentou aumentar a rigidez à tração da geogrelha no modelo do Plaxis®, sem sucesso no controlo das deformações.

No caso de a plataforma ser de betão armado – plataforma rígida – a deformada é semelhante à de uma laje estrutural, ou seja, verifica-se uma deformada uniforme concordante com o carregamento que é provocado pelo aterro. Conforme referido anteriormente, não se procedeu à análise da distribuição de fendilhação associada a esta solução de laje estrutural, mas tem-se a percepção que estes valores de deslocamentos são incompatíveis com os critérios deste estado limite.

Para as duas plataformas consideradas e dada a diferença de custos associados à consideração de uma plataforma com um material *tout venant* ou betão armado, conclui-se que a diferença de assentamentos entre as duas soluções não justifica a aplicação de uma plataforma de betão armado.

Apesar dos assentamentos serem mais reduzidos neste último caso, a diminuição não justifica a diferença de custos associados, entre outros fatores práticos de execução em obra, assim como a questão referida da fendilhação.

Fazendo uma comparação global de todas as soluções analisadas, verificou-se que não se justifica a implementação em obra de uma plataforma de transferência de cargas, pelo menos, com as características admitidas. Com efeito, os assentamentos mínimos observados, associados à implementação de uma plataforma de transferência de cargas de betão armado, não evidenciam uma diminuição significativa, que justifique a aplicação de uma solução mais exigente - em termos de custos e processos de execução envolvidos.

No entanto, há fatores associados a plastificações localizadas nas zonas de transição entre o aterro, as colunas e o solo natural que as medeia, que podem exigir estas camadas de transferência para evitar riscos de rotura por punçoamento do corpo de aterro. Este assunto não ficou claro a partir dos resultados da simulação numérica, mas exige um estudo futuro mais atento.

De realçar que é fundamental a análise dos assentamentos, na medida em que, para que a solução das colunas em DSM fosse aplicada em obra, o assentamento máximo teria que respeitar o valor limite imposto de 2,5cm. Conforme se pôde concluir pelas análises paramétricas realizadas, o assentamento mais reduzido que se obteve foi para o afastamento mínimo entre colunas de 1,6m e, mesmo assim, 1cm superior àquele limite. Do ponto de vista económico, considera-se que a solução de colunas só seria interessante se o afastamento entre colunas fosse superior a 2m.

Neste âmbito, foi determinada a lei que melhor se ajusta aos resultados de assentamentos máximos nos vãos das colunas, para as soluções apresentadas anteriormente - Fig. 15.

Com base na relação linear apurou-se que, para cumprir um assentamento de 2,5cm o afastamento entre colunas, isto é, entre os eixos de colunas, teria de ser aproximadamente 1,6m.

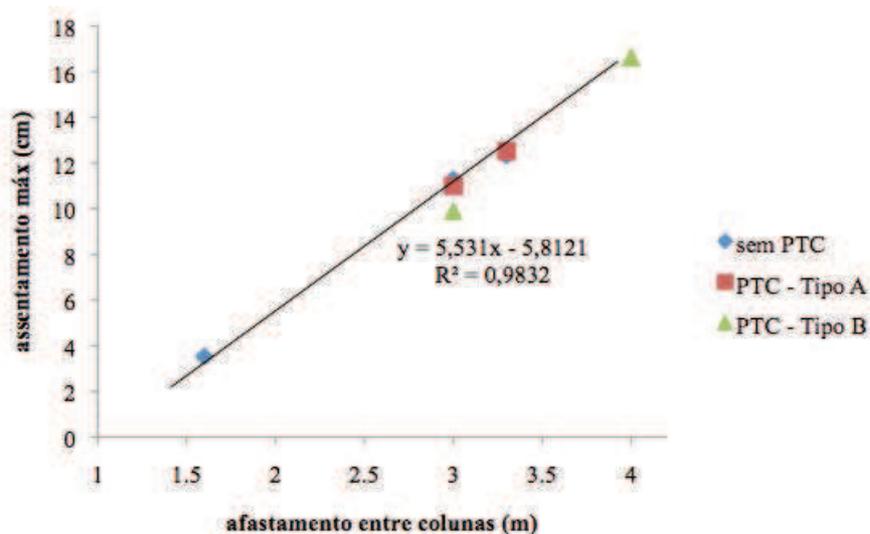


Fig. 15 – Relação entre o afastamento entre colunas e o assentamento vertical para todas as situações analisadas.

Outro aspeto que é conveniente salientar diz respeito à existência de pontos plastificados, uma vez que condicionam a estabilidade da estrutura em análise. Para o efeito foram observados os pontos em que a cedência de Mohr Coulomb é atingida, em todos os casos apresentados assumiu-se uma consolidação de 90%.

Deste modo, relativamente à Análise 1 - afastamento entre colunas fixo e três tempos de cura distintos - independentemente do tempo de cura considerado, a mancha de pontos plastificados permanece igual.

Concluiu-se, que a solução que apresenta maior risco do solo plastificar e, conseqüentemente colapsar, é a solução implementada em obra, que apresenta uma mancha evidente de pontos plastificados. Das análises efetuadas (1 e 2) salienta-se que a análise 2, que considera a presença de uma plataforma de betão, apresenta uma mancha menos significativa de pontos plastificados, localizados nas zonas de interface logo abaixo do aterro, entre as colunas e o solo.

4 – ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÓMICA

Nesta secção do artigo realiza-se uma análise comparativa de custos e de rendimentos entre as soluções estudadas, que dizem respeito ao tratamento do terreno de fundação do aterro. As soluções apresentadas referem-se: à que efetivamente foi aplicada em obra (geodrenos e pré-carga) – solução A; e a uma solução alternativa, respeitante à implementação de colunas executadas com recurso à técnica de DSM – solução B. Relativamente a esta última solução, uma vez que foram estudadas várias alternativas, a análise económica em questão é realizada apenas para o caso em que o afastamento entre eixos das colunas é de 2,4 m, por se considerar este afastamento uma solução comum.

Neste âmbito, importa deixar explícito que estão em causa duas soluções bastante distintas, em termos da validade dos valores aqui utilizados. No caso da solução A todos os dados intervenientes são efetivos, verificados, e, no outro caso, solução B, os dados são considerados com base em valores estimados da experiência obtida na execução das tecnologias em causa. Os custos aqui em questão dizem respeito apenas a custos diretos, quantificáveis, com base nos custos reais da obra em estudo. Os custos associados ao tempo de atuação de um aterro de pré-carga, no caso da solução A, consideram-se como indiretos.

De forma a uniformizar as soluções A e B, para ser possível a comparação, os custos dos parâmetros intervenientes na solução A foram determinados por m² e por m de desenvolvimento - Quadro 12. Esta determinação foi efetuada tendo por referência os desenhos apresentados no projeto de execução da obra para a secção do aterro em análise e sabendo que a base do mesmo apresenta uma largura de 33m. O objetivo desta análise serve para evidenciar a representatividade da área do aterro e da Geo Leca®, num m², por m de desenvolvimento.

Quadro 12 – Determinação da influência num m² em planta relativos à Geo Leca® e ao aterro.

Áreas (secção transversal)			Influência num m ² por m de desenvolvimento
Geo Leca®	m ²	34	1,03
aterro	m ²	64	1,94
TOTAL			2,97

Para a determinação do custo total da solução A relembre-se que o espaçamento dos geodrenos é de 1,2m e que se admitiu terem um comprimento de 30m. Relativamente ao custo total da solução B, também por m², à semelhança do que foi apresentado considerou-se, um diâmetro de 0,8m e um

espaçamento de 2,4m. O custo da execução das colunas foi admitido, tal como atrás referido, com base em valores estimados resultantes da experiência de execução de solução similares. Assim, obtiveram-se os custos representados no Quadro 13.

Comparando-se os resultados obtidos, conclui-se que a solução B é cerca de duas vezes mais cara do que a solução A. Os prazos de execução das soluções foram determinados com base nos rendimentos, em m/h, que se consideraram: 582 para o aterro de pré-carga, 30 para as colunas e 250 para os geodrenos. Os tempos obtidos para a concretização das soluções A e B constam no Quadro 14.

Quadro 13 – Determinação dos custos associados à execução das soluções A e B.

		Unidades	Custo	Quantidade/m ²	Custo Total/m ²
SOLUÇÃO A	geodrenos	€/m	1	20,83	20,83
	material pré-carga	€/m ³	10,7	5,13	54,89
	remoção do material da pré-carga	€/m ³	3,4	5,13	17,44
	aterro Geo Leca®	€/m ³	27,95	1,03	28,80
	Aterro (corrente)	€/m ³	2,13	1,94	4,13
	Custo Total da Solução/m²				
SOLUÇÃO B	Colunas	€/m ³	100	2,66	266,16
	Aterro (corrente)	€/m ³	2,13	2,97	6,32
	Custo Total da Solução/m²				

Quadro 14 – Tempos de execução das soluções.

SOLUÇÃO A	Drenos	min/m ²	5
	Aterro de pré-carga	min/m ²	109
	TOTAL	min/m ²	114
SOLUÇÃO B	Colunas	min/m ²	11
	Aterros de pré-carga	min/m ²	5
	TOTAL	min/m ²	16

Deste modo, pode concluir-se que a solução A, mesmo sem a consideração da atuação do aterro de pré-carga, demora cerca de sete vezes mais tempo a executar do que a solução B.

O tempo de espera ou de atuação da pré-carga é um parâmetro não quantificável, contudo, considerou-se pertinente e interessante verificar se o facto do menor tempo de execução da Solução B

colmatava a diferença de custos existente entre ambas as soluções. Esta situação poderá ser pertinente no caso de a pré-carga constituir uma atividade crítica, situação que não corresponde ao caso da obra analisada.

A metodologia adotada para a análise consistiu na atribuição de pesos relativos aos custos da empreitada, isto é, de execução da solução propriamente dita, assim como, do funcionamento do estaleiro. Note-se que, a principal diferença entre as soluções, em termos de logística, ocorre ao nível do tempo de presença do estaleiro em obra. Assim, verificando-se que o custo total da empreita foi de 16,6 milhões de euros, o estaleiro, com um custo total de 1,3 milhões de euros, corresponde a 7,8% na empreitada em estudo. Posteriormente, elencaram-se os custos reais referentes à aplicação da solução de tratamento, com base no mapa de quantidades e preços da obra. Conclui-se que a execução da solução A de tratamento do terreno representa um peso de 24% no total da empreitada – Quadro 15.

Finalmente, para determinar a importância ou os pesos referentes à aplicação da solução B, consideraram-se os resultados obtidos anteriormente, ou seja, que se trata de uma solução que, em números redondos, é aproximadamente duas vezes mais cara e que demora cerca de um sétimo do tempo a executar relativamente à solução A. Estas relações foram utilizadas para, com base nos pesos da solução A, serem determinados os pesos associados à execução propriamente dita da solução e do estaleiro – Quadro 16.

Quadro 15 – Custos efetivos relativos à solução A.

	(milhões €/m ²)	Peso na empreitada
Geodrenos	1,60	
Aterro pré-carga	0,9	
Aterro Geo Leca®	1,23	
Aterro (corrente)	0,25	
TOTAL	3,99	24%

Quadro 16 – Determinação da importância do estaleiro e da solução no âmbito da empreitada.

	Pesos			Representatividade
	Empreitada (Solução Tratamento)	Estaleiro	Total	
Solução A	0,240	0,078	0,319	
Solução B	0,509	0,011	0,520	1,63

Assim, é possível concluir, que para o caso de obra analisado no presente trabalho, a solução B de tratamento do terreno corresponde, em termos de custos globais (contabilizando a celeridade de execução da solução B) a um valor, aproximadamente, 1,6 vezes superior ao da solução A, preconizada efetivamente em obra.

5 – CONCLUSÕES

Para se proceder à modelação de uma determinada estrutura é necessário existir um conhecimento, *a priori*, suficientemente rigoroso e plausível, das variáveis intervenientes, de forma a que os resultados finais sejam coerentes com o que se pode, ou poderá, vir a verificar na realidade, em casos de obra concretos.

Neste trabalho, estudou-se uma solução em DSM para melhoramento do solo mole de fundação de um aterro. Para a análise da implementação da solução de DSM fixou-se um diâmetro de 0,8m e estudaram-se afastamentos entre colunas de 1,6m, 2,4m, 3m, 3,3m e 4m. De uma maneira geral, e conforme se compreenderá, quanto menor for o afastamento, menores serão os assentamentos ao nível do aterro. Este efeito foi analisado e verificou-se que existe uma relação praticamente linear entre o afastamento e o maior assentamento no vão entre colunas. Por outro lado, constatou-se também que quanto mais elevado for o tempo de cura, menores serão naturalmente os deslocamentos associados ao aterro.

O facto de se assumir um cálculo para uma consolidação de 5anos, em comparação com uma consolidação de 90%, não apresentou alterações significativas ao nível dos assentamentos. Esta situação veio comprovar que a consolidação da camada de argila presente no maciço de fundação, não condiciona de sobremaneira os assentamentos na base do aterro, uma vez que são as colunas que controlam este comportamento de deslocamento do mesmo.

Ainda assim, estudou-se a possibilidade de existir uma plataforma de transferência de cargas na base do aterro, de *tout venant* ou betão armado, para minimizar as zonas plastificadas e prevenir riscos de rotura por punçoamento do corpo do aterro. No entanto, dados os deslocamentos que se verificaram, concluiu-se que a sua aplicação não se justifica, pelos custos que lhe estão inerentes. Em termos de dissipação dos excessos de pressão neutra, verificou-se que ambas as soluções, que admitem ou não a presença de uma plataforma de transferência de cargas, apresentam resultados idênticos.

Contudo, mesmo exigindo uma análise mais atenta no que diz respeito ao controlo da fendilhação, a solução alternativa em DSM, admitindo a presença de uma plataforma de betão armado, constitui-se como mais eficaz relativamente à solução implementada em obra, mesmo não cumprindo os limites preconizados.

Em suma, o assentamento imposto para a estrutura em análise -2,5 cm- não se conseguiu atingir, nem com plataforma de transferência de cargas.

Relativamente ao caso da obra em estudo, no que concerne à análise e comparação de custos, importa salientar que, a solução B (colunas DSM) é duas vezes mais cara que a solução A (geodrenos e pré-carga), demorando esta, no entanto, cerca de sete vezes mais tempo a ser concluída. No entanto, ainda que reportando estes dados aos custos efetivos da empreitada e tendo em conta o tempo de pré-carga da solução A, verificou-se que a solução B é 1,5 vezes mais cara que a primeira.

6 – AGRADECIMENTOS

Às empresas Brisa – Concessões Rodoviárias SA e Brisa – Engenharia e Gestão SA, respetivamente Dono-de-Obra e Fiscalização, pela autorização em utilizar dados relativos à empreitada. À empresa Soares da Costa pela disponibilização de todos os dados que serviram de base à realização desta investigação. À empresa Geocontrole pela disponibilização dos resultados da campanha de caracterização geotécnica na zona objeto deste estudo.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, C.; Mendonça, J.; Jesus, M.; Gomes, A. (2000). *Sistemas Aquíferos de Portugal Continental*, Instituto da Água.

- Bolton, M.D. (1986). *The Strength and Dilatancy of Sands*. Géotechnique 36, No. 1, 65-78.
- Bruce, D. (2000). *An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications*, U.S. Department of Transportation; Federal Highway Administration: 143.
- CDIT (2002). *The Deep Mixing Method - Principle, Design and Construction*. A.A. Balkema Publishers.
- CENOR - <http://www.cenor.pt> - Acedido em maio de 2012.
- Correia, A. (2011). *Aplicabilidade da técnica deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- EN 14679 (2005). *Execution of special geotechnical works - Deep mixing*. CEN, English version, April 2005, p. 52.
- EuroSoilStab (2001). *Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils - Design guide soft soil stabilization*.
- Fahey, M.; Carter, J.P. (1993). *A finite element study of the pressuremeter in sand using nonlinear elastic plastic model*. Canadian Geotechnical Journal, 30(2): 348-362.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of Hungarian Architects and Engineers, October, pp. 335-358.
- Larsson, S. (2005). *State of Practice Report - Execution, monitoring and quality control*. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances. Stockholm, Sweden.
- Massarsch, K. (2005). *Deformation Properties of Stabilized Soil Columns*. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances. Stockholm Sweden.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. FEUP edições.
- Mayne, P.; Christopher, B.; DeJong, J. (2001). *Manual on Subsurface Investigations*. National Highway Institute, Publication No. FHWA NHI-01-031.
- Mayne, P.W.; Peuchen, J.; Bouwmeester, D. (2010). *Soil unit weight estimation from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P.K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests - a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.46: 1337-1355.
- Robertson, P.K. (2010). *Estimating in-situ State Parameter and Friction Angle in Sandy Soils from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P.K.; Cabal, K.L. (2010). *Estimating soil unit weight from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P.K. (2012). *Interpretation of In-situ tests - some insights, 5th J.K. Mitchell Lecture*. 4th International Conference on Site Characterization ISC-4, Porto de Galinhas, Pernambuco, Brasil.
- Terashi, M. (1997). *Theme Lecture: Deep Mixing Method - Brief State of the Art*. Proc. 14th ICSMFE, vol. 4, pp. 2475-2478, Hamburg.
- Topolnicki, M. (2009). *Design and execution practice of wet mixing in Poland*. International Symposium on Deep Mixing Admixture Stabilization. Okinawa, Japan.