

# COMPORTAMENTO DA ESCAVAÇÃO DA ESTAÇÃO SALGUEIROS DO METRO DO PORTO

## Behavior of Salgueiros Station Excavation for Porto Metro

António Topa Gomes\*

António Silva Cardoso\*\*

Jorge Almeida e Sousa\*\*\*

José Carlos Andrade\*\*\*\*

Carlos Augusto Campanhã\*\*\*\*\*

**RESUMO** – No artigo descrevem-se as características e a construção de uma escavação com forma elíptica realizada no âmbito do empreendimento do Metro Ligeiro do Porto. A forma invulgar da escavação permitiu tirar partido do efeito de arco no terreno, adaptando o Método de Escavação Sequencial à direcção vertical, donde resultou uma nova solução de execução de escavações leve e económica. Na primeira parte do artigo descreve-se o método de construção, salientando-se também os aspectos relacionados com o planeamento e os custos da escavação realizada. Em seguida apresenta-se e discute-se a metodologia de dimensionamento, descrevendo-se também a caracterização geotécnica e a interpretação dos seus resultados. Por fim, tratam-se os resultados da monitorização, enfatizando os aspectos mais surpreendentes e invulgares do comportamento estrutural bem como as diferenças em relação às previsões numéricas.

**SYNOPSIS** – The paper presents the design and construction of an elliptical excavation for Porto Light Metro. Due to its original shape the solution took full advantage of the arch effect in the ground, adapting the Sequential Excavation Method to the vertical direction and achieving a novel, light and economic solution. In a first phase, the paper describes the construction method, referring also to economic and planning aspects of the excavation performed. The design is presented and discussed, including the presentation of the geotechnical tests performed and a brief analysis on the parameters assumed. The final part of the paper analyses monitoring results, focusing on the most surprising aspects of the behavior and on the main differences to the numerical calculations.

**PALAVRAS CHAVE** – Efeito de arco, método de escavação sequencial, modelação, monitorização.

## 1 – INTRODUÇÃO

No presente trabalho descreve-se a solução construtiva adoptada para a escavação da Estação Salgueiros, construída no âmbito da primeira fase do Metro do Porto. Trata-se de uma escavação com uma solução inovadora, construída usando o Método de Escavação Sequencial na direcção vertical, em solos residuais do granito do Porto.

O trabalho pretende descrever a solução adoptada, enfatizando os aspectos mais inovadores da solução e enquadrando-a no contexto geotécnico típico do Porto, bem como discutir alguns dos

---

\* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, atgomes@fe.up.pt

\*\* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, scardoso@fe.up.pt

\*\*\* Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal, jas@dec.uc.pt

\*\*\*\* CJC – Engenharia, S. Paulo, Brasil

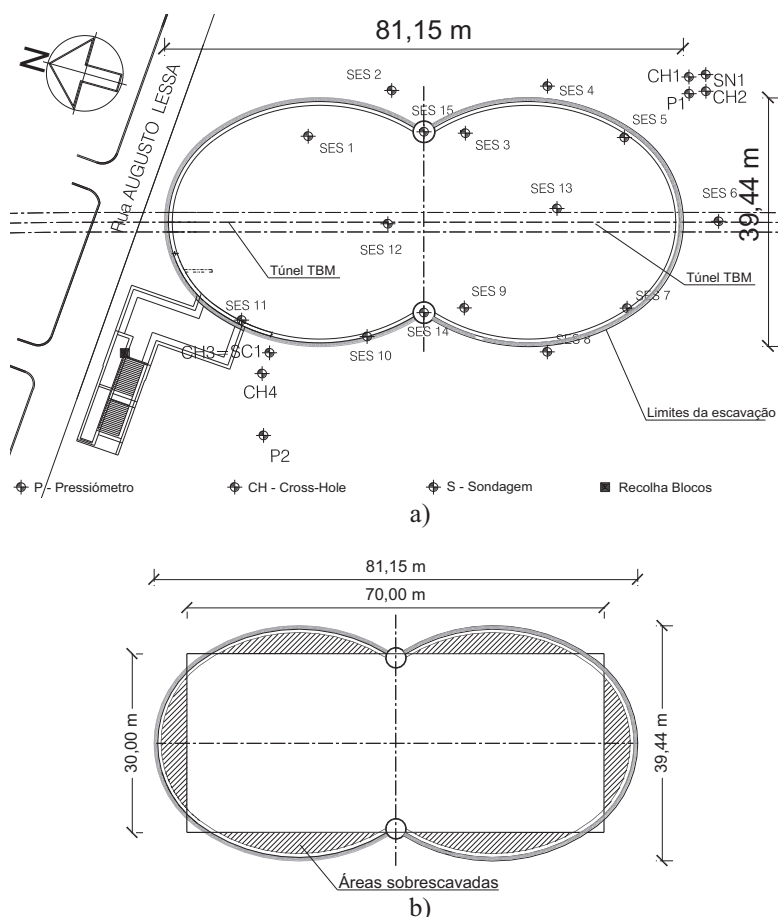
\*\*\*\*\* CJC – Engenharia, S. Paulo, Brasil

aspectos mais relevantes do comportamento e modelação da obra. Nesta perspectiva, especial atenção é dada à análise dos resultados de monitorização, procurando-se compreender o comportamento observado em face do real cenário geotécnico encontrado.

## 2 – LOCALIZAÇÃO, TÉCNICAS CONSTRUTIVAS E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

A escavação apresentada no presente artigo foi executada durante a construção do Metro Ligeiro do Porto e está localizada numa zona relativamente central da cidade, num antigo campo de futebol que foi disponibilizado para o efeito. A obra, do tipo *cut and cover* (Normetro - CJC, 2003), tinha dimensões médias em planta da ordem dos 80 m por 35 m e uma profundidade de 22 m.

A versão inicial do projecto previa a execução de uma parede moldada com vários níveis de ancoragens, solução que foi adoptada noutras estações. O enorme espaço livre disponível para construir a estação permitiu a opção por uma solução fortemente inovadora, radicalmente diferente das tradicionais, que consistiu em, em planta, envolver a forma rectangular da estação dentro de duas elipses, tirando partido do efeito de arco associado a esta nova forma. A Figura 1 mostra a



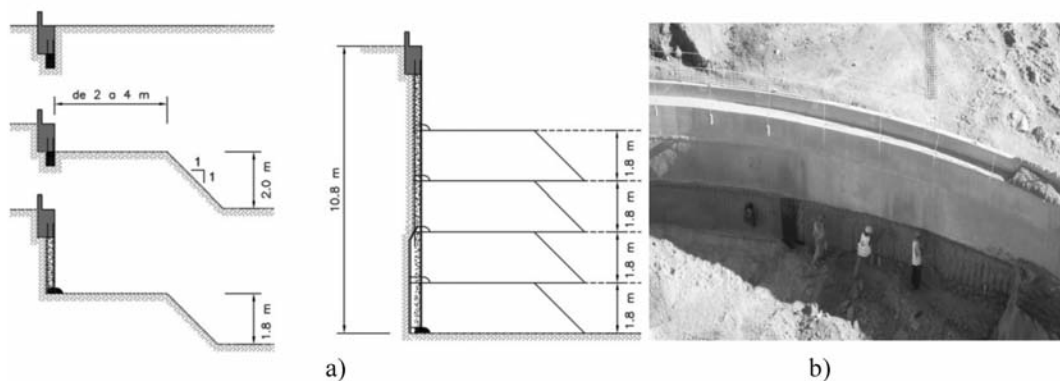
**Fig. 1** – Forma e dimensões da estação em planta: a) localização das sondagens e dos ensaios *in situ* realizados; b) área necessária para a estação e área em planta da escavação.

forma e as dimensões da estação em planta. A forma da escavação é um dos aspectos decisivos desta nova solução; em termos óptimos deve ser circular ou, no mínimo, elíptica com os eixos não demasiado diferentes, para ser possível uma forte mobilização do efeito de arco, reduzindo ao mínimo a espessura do suporte.

O progresso da construção baseou-se no Método de Escavação Sequencial, mas aplicado na direcção vertical. O suporte consistiu numa membrana de betão projectado cuja espessura variou de 0,30 m, mais à superfície, até 0,60 m, junto da base da escavação.

Na primeira fase de execução construiu-se a viga de coroamento, com secção de  $0,60 \times 1,00 \text{ m}^2$ , a qual garante uma rigidez adequada à estrutura enquanto os anéis não ficam completos. Nas fases seguintes procedeu-se à escavação e construção do suporte, passo a passo, tal como está esquematicamente ilustrado na Figura 2a. A escavação pode prosseguir para o anel seguinte somente depois de ficar completo o anterior. A altura dos anéis varia de caso para caso, geralmente entre 1,0 m e 2,0 m, em função das características do terreno e das dimensões da escavação, tanto em planta como em profundidade. No caso presente a altura de cada anel foi de 1,8 m.

Os anéis não devem ser abertos em toda a sua extensão de uma única vez, devendo ser divididos em painéis com largura limitada, dependente da dimensão da escavação e da qualidade do terreno. Quando a dimensão em planta é suficientemente grande, pode dar-se o caso de, ao mesmo tempo, estarem em execução vários painéis, suficientemente afastados entre si. No caso presente a largura dos painéis variou entre 6 e 12 m, podendo no máximo haver 4 painéis abertos simultaneamente. A Figura 2b inclui uma fotografia de um desses painéis.



**Fig. 2** – Sequência construtiva da Estação Salgueiros: a) esquema; b) escavação de um painel.

Imediatamente após a conclusão da escavação de um painel, procede-se à execução do suporte de forma a reduzir ao mínimo quer o período em que subsiste a situação de auto-suporte do terreno quer a degradação das propriedades deste. No caso presente, o suporte era constituído por betão projectado com armaduras em ambas as faces, dimensionadas para suportar os esforços instalados.

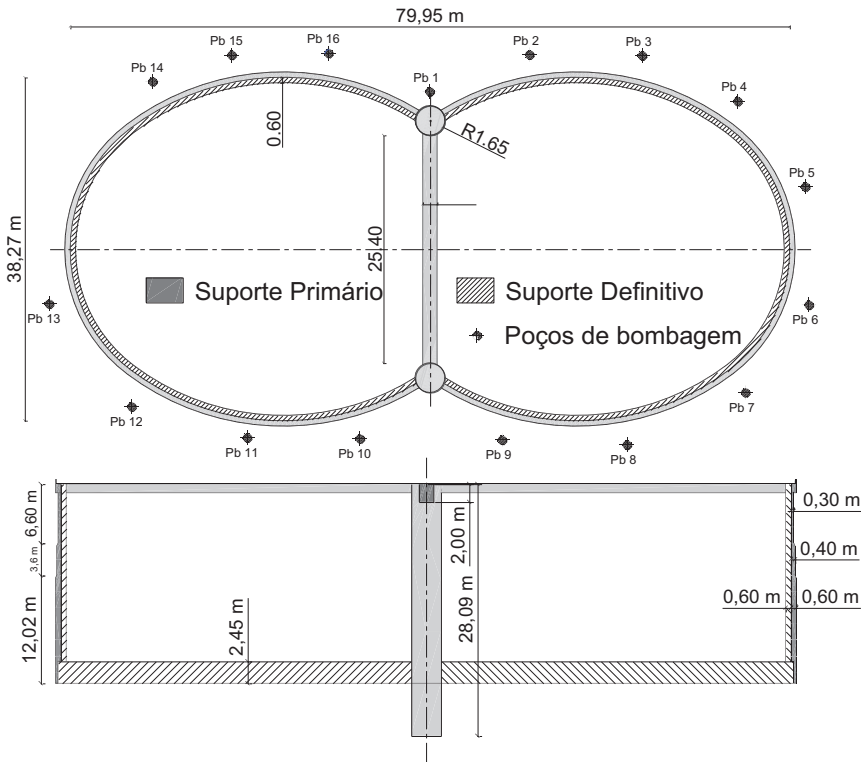
Após a finalização de um dado anel, a execução passa para o seguinte até à base da escavação. A Figura 3 mostra a obra em apreço na fase final da escavação.

A descrição anterior aplica-se às situações em que os anéis são executados de forma contínua. Sem embargo, em alguns casos, é necessário introduzir modificações mais ou menos importantes aos procedimentos padrão para que seja possível adaptar a forma da escavação a outras necessidades ou exigências. A Estação Salgueiros é um exemplo de uma situação deste tipo, visto que, ao possuir dimensões em planta de  $70 \times 30 \text{ m}^2$ , ajustar uma única elipse a este rectângulo acarretaria uma sobre-escavação de tal modo elevada que poria em causa a vantagem económica da solução. A forma final foi conseguida conjugando duas elipses, o que permitiu reduzir ao mínimo a área

inútil e manter a filosofia e as vantagens do tipo de solução em apreço. Na Figura 1b compara-se a área necessária com a área em planta efectivamente escavada (elipse dupla), sendo a primeira igual  $2100 \text{ m}^2$  e a segunda da ordem de  $2450 \text{ m}^2$ , ou seja, a solução adoptada implicou uma sobre-escavação de cerca de 16%.



**Fig. 3** – Final da escavação da Estação Salgueiros.

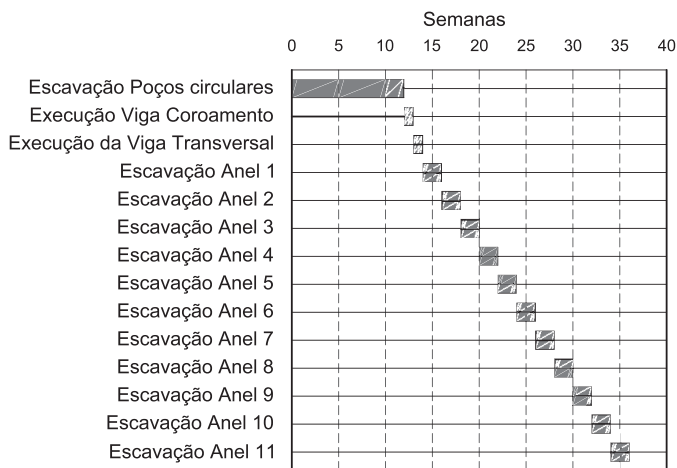


**Fig. 4** – Dimensões dos elementos estruturais mais relevantes.

As forças não equilibradas resultantes da forma adoptada, as quais não podiam ser absorvidas pela membrana pouco espessa de betão projectado, obrigaram à construção de um pórtico robusto (devido ao elevado valor daquelas forças) de betão armado, constituído por dois pilares circulares com 3,30 m de diâmetro e por uma viga rectangular com secção de 1,60×2,00 m<sup>2</sup>, executados antes do começo da escavação. Na Figura 4 apresentam-se as dimensões dos elementos estruturais mais relevantes. Saliente-se, por um lado, que estas dimensões são sobretudo devidas às solicitações que ocorrem durante a fase de escavação e, por outro lado, que o suporte em betão projectado é muito pouco espesso face à dimensão da obra, apesar de não haver quaisquer outros elementos resistentes externos, tais como, escoras, ancoragens ou pregagens. Isto significa que há uma grande economia de materiais e um enorme ganho em termos de prazo de execução, visto não ser necessário interromper o ritmo da escavação para proceder à mudança de equipamentos ou para esperar pelo endurecimento de certos materiais.

Na Figura 5 indicam-se as diversas fases de abertura da escavação e o tempo realmente gasto na execução de cada uma. O tempo necessário para executar a escavação (55 000 m<sup>3</sup>) foi de cerca de 36 semanas, o que demonstra a eficiência do método construtivo. Note-se, ainda, que cerca de 1/3 desse tempo foi usado na construção dos poços verticais, com 3,3 m de diâmetro.

A obra em apreço foi executada em solos residuais de granito, os quais possuem uma certa coesão. Além disso, a existência de um nível de sucção adequado contribui significativamente para um aumento da rigidez e da resistência do terreno. Assim, a drenagem de forma a assegurar que o nível freático se situa constantemente sob a base da escavação assume uma importância decisiva.



**Fig. 5** – Faseamento dos trabalhos e tempo gasto na execução das diversas fases.

O rebaixamento prévio do nível freático foi obtido por bombagem de 16 poços de bombagem, abertos a cerca de 2 m de distância do perímetro da escavação, como se pode ver na Figura 4, e com comprimentos da ordem dos 31 m. Os poços de bombagem tinham um diâmetro interno de 0,20 m e foram instalados em furos com 0,40 m de diâmetro, sendo o espaço anelar entre os dois preenchido com material granular. As bombas submersíveis asseguravam um débito de 3 m<sup>3</sup>/h, cada uma.

De forma a aumentar a garantia de que subsistiam condições não saturadas no terreno mais próximo do suporte, foi ainda instalado durante a escavação um sistema redundante constituído por drenos sub-horizontais curtos com 2 polegadas de diâmetro e comprimento de 4 m.

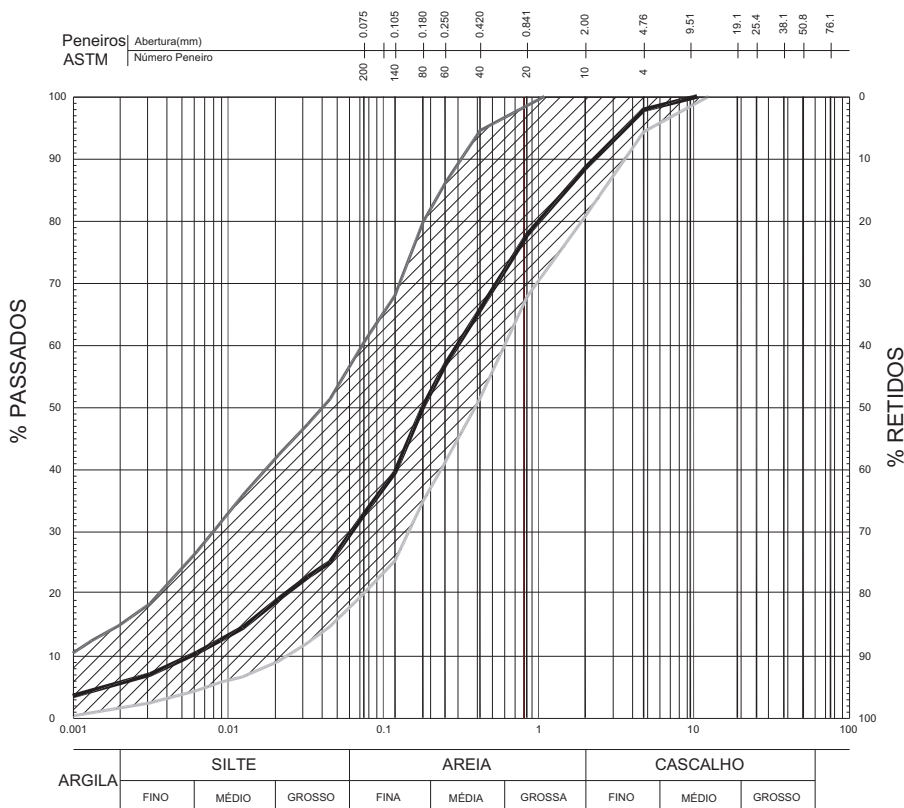
A análise das medições efectuadas através dos piezómetros confirmou a eficácia do sistema, posicionando-se o nível freático constantemente sob a base da escavação.

### 3 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

#### 3.1 – Breve descrição dos solos residuais do granito

Os solos residuais do granito cobrem uma grande área do norte de Portugal, sendo os materiais predominantes na maioria dos horizontes superficiais na cidade do Porto, como é o caso do local onde se implantou a obra em apreço. Estes solos foram caracterizados por Viana da Fonseca (1996), Viana da Fonseca e Coutinho (2008) e Topa Gomes *et al.* (2008) como materiais saprolíticos, preservando a fábrica natural da rocha original e compostos por, pelo menos, 10% de argila, cerca de 20% de silte e aproximadamente 70% de areia. Em geral, está também presente uma pequena percentagem de seixos. A Figura 6 mostra o fuso granulométrico resultante de 12 análises granulométricas a amostras colhidas nos furos de sondagem realizados no local da obra. Em alguns casos, os solos exibem alguma plasticidade.

A maioria dos materiais mais superficiais estão completamente alterados, tendo perdido mesmo a estrutura do material mãe. Nos níveis inferiores, com graus de alteração menores, a fábrica da rocha original mantém-se sempre mas as resistências e deformabilidades são as típicas destes materiais, tanto mais favoráveis quanto menor for a alteração. Contudo, podem ocorrer transições abruptas e repentinas entre graus de alteração bastante distintos, podendo essas mudanças ser completamente erráticas em todas as direcções, vertical e horizontais. Esta circunstância pode fazer com que em locais de ensaio relativamente próximos se possam obter resultados significativamente distintos, o que cria dificuldades acrescidas à definição de um modelo geotécnico suficientemente preciso e de confiança.



**Fig. 6** – Curvas granulométricas do solo residual colhido nos furos de sondagem.

Devido ao carácter inovador da solução adoptada para a contenção da escavação, no decurso do projecto foi concretizado um intenso programa de caracterização geotécnica, no campo e em laboratório. Adicionalmente foi realizada uma cuidadosa caracterização geotécnica complementar no âmbito da preparação da tese de doutoramento do primeiro autor (Topa Gomes, 2009).

Quadro 1 – Ensaios de campo realizados

Sondagens e ensaios	Número de locais em planta	Prof. máx. (m)	Total de resultados individuais
Sondagens	17	25	–
Ensaios SPT	16	23,5	146
Pressiómetro PMT (de Ménard)	3	24	13
Pressiómetro auto-perfurador SBPT	2	16	11
Ensaios sísmicos cross-hole (CH)	2	25	16
Ensaios de permeabilidade Lefranc	9	24,5	52

3.2 – Ensaios de campo

Na planta incluída na Figura 1a indica-se a localização dos vários ensaios de campo realizados para o estudo da estação, durante a fase de projecto e, mais tarde, durante a construção. Está também referenciado o local onde foram recolhidos blocos de material, donde se retiraram boas amostras para a execução de ensaios triaxiais. No Quadro 1 resumem-se os ensaios efectuados e as profundidades máximas alcançadas. Por sua vez, a Figura 7a apresenta os valores de  $G_0$  obtidos a partir dos ensaios CH, executados em dois locais diametralmente opostos. Abaixo dos 10/12 m de profundidade, aproximadamente, há um aumento claro dos  $G_0$ , o que marca a transição entre “materiais terrosos” e “materiais rochosos”, estes com graus de alteração W4 ou W3.

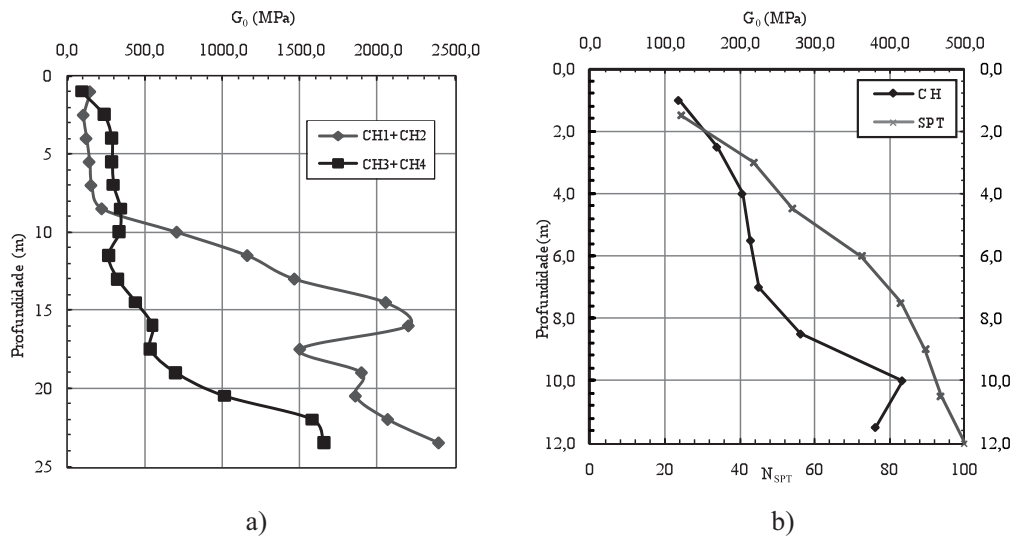


Fig. 7 – Evolução com a profundidade: a) dos  $G_0$  medidos nos ensaios CH; b) dos valores médios dos  $G_0$  e dos  $N_{SPT}$  nos horizontes de solos residuais.



Os primeiros 10/12 m são de enorme importância para o comportamento global da escavação, visto que aí se localizam os materiais menos resistentes e mais deformáveis. Por isso os resultados adiante apresentados dizem sobretudo respeito a esse horizonte.

Em relação aos primeiros 12 m, a Figura 7b mostra a evolução em profundidade dos valores médios dos ensaios SPT e CH. Abaixo daquela profundidade os  $N_{SPT}$  eram sistematicamente superiores a 100, ainda que pudesse ocorrer um ou outro valor significativamente inferior.

Os ensaios Lefranc conduziram a um valor médio do coeficiente de permeabilidade,  $k$ , da ordem de  $6,9 \times 10^{-6}$  m/s, com valores variando entre  $4,7 \times 10^{-6}$  m/s e  $12,0 \times 10^{-6}$  m/s. Estas permeabilidades são suficientemente elevadas para que se pudesse admitir que um efectivo rebaixamento do nível freático fosse atingido com o sistema de *well points* já apresentado, sem preocupações maiores relativamente à compressibilidade do material.

### 3.3 – Ensaios de laboratório

O Quadro 2 apresenta um resumo dos ensaios de laboratório efectuados durante a fase de projecto. Deve ser referido que a construção da estação em apreço era parte de uma obra global que incluía 2 túneis abertos com recurso a tuneladoras TBM (~7 km), 1 túnel executado com o método NATM (~300 m) e outras 10 estações subterrâneas. Em todas estas obras os materiais resultantes da meteorização do granito, com graus de alteração variáveis, eram claramente predominantes. Por isso, a interpretação dos resultados das campanhas de caracterização foi feita em conjunto, de forma integrada.

**Quadro 2** – Ensaios de laboratório realizados no âmbito do projecto.

Tipo	Nº. de ensaios
Curvas granulométricas	12
Ensaio de corte directo	4
Ensaio triaxiais	6

Mais tarde, com o objectivo de investigar de forma aprofundada o comportamento dos materiais em causa, foi efectuado um grande número de ensaios triaxiais. Estes ensaios, cuidadosamente conduzidos de acordo com as técnicas mais actuais, incluíram a avaliação da influência do grau de sucção nos valores dos parâmetros dos solos e foram realizados segundo diferentes trajectórias de tensão. Como estes resultados não foram usados no projecto eles não são apresentados aqui.

### 3.4 – Definição dos horizontes e parâmetros geotécnicos adoptados

No projecto inicial foram usados modelos bastante simples, quer no que respeita ao modelo geológico-geotécnico, quer no que concerne ao modelo numérico. Sem embargo, o comportamento muito satisfatório da escavação, que não exibiu desvios decisivos em relação às estimativas de comportamento iniciais, contribui para reforçar a hipótese de os parâmetros assumidos serem razoáveis ou, pelo menos, adequadamente conservativos. Foram considerados horizontes definidos por fronteiras horizontais e com diferentes graus de alteração, resumindo-se as características desses horizontes no Quadro 3.

Note-se que este modelo geológico-geotécnico não leva em consideração a evolução contínua dos parâmetros geotécnicos com a profundidade, como mostra a Figura 7. A análise *a posteriori* (não incluída no presente artigo) do comportamento estrutural evidenciou a necessidade de se considerar essa evolução contínua com a profundidade, assim como mostrou a grande influência do grau de sucção na resistência e deformabilidade dos solos. Este último aspecto afecta de forma



**Quadro 3** – Horizontes geotécnicos e valores assumidos para os parâmetros

Prof. (m)	Grau de alteração	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$\nu$	$K_0$
0 – 2	-	0	28	40	0,3	0,5
2 – 5	W6	10	32	45	0,3	0,7
5 – 18	W5	40	35	150	0,3	0,7
>18	W4	100	40	500	0,3	0,7

muito relevante os esforços que actuam na estrutura, visto que, sendo o material mais rígido, para que a deformação seja a mesma esses esforços devem possuir uma grandeza superior.

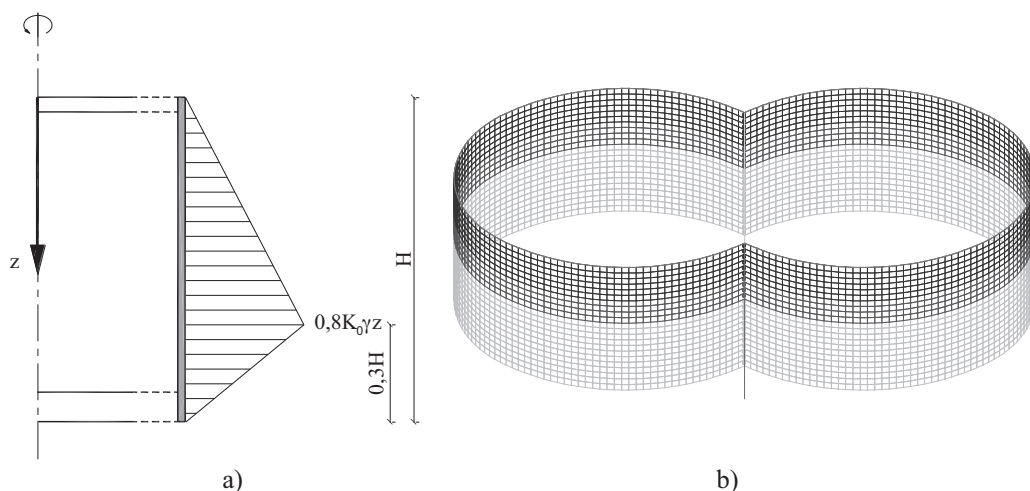
Uma outra questão importante a discutir é o valor do  $K_0$ . A experiência limitada de determinação desse valor em solos residuais do granito aponta para valores da ordem de 0,5. No local da obra, depois de iniciada a construção, foram realizados ensaios SBP que apontaram para valores de  $K_0$  à volta de 0,6, para “materiais tipo solo”, e da ordem de 1,0, para “materiais tipo rocha alterada” (Topa Gomes *et al.*, 2008).

## 4 – MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 4.1 – Hipóteses do projecto

Como já foi referido, o projecto, que tinha como objectivos principais a validação da forma da escavação e a avaliação do comportamento global, baseou-se na assunção de modelos muito simples. Como a experiência com o tipo de obras em análise é muito escassa, muita da inspiração que esteve na origem dos modelos foi beber à literatura sobre túneis.

Para se obter uma ideia geral das acções totais a que ficaria sujeito o revestimento, num primeiro momento usaram-se modelos axissimétricos, os quais conduziram a um diagrama de pressões do tipo do desenhado na Figura 8a. O diagrama sugere que se considere um alívio das pressões



**Fig. 8** – Hipóteses do projecto inicial: a) diagrama de pressões; b) malha de elementos finitos.

horizontais da ordem dos 20% em relação à situação de repouso, até ao plano horizontal situado a  $0,3 \times H$  da base da escavação, diminuindo a partir daí a pressão até um valor nulo na proximidade dessa base. Na Figura 8a H representa a altura total de escavação,  $K_0$  o coeficiente de impulso em repouso e  $\gamma$  o peso volúmico do terreno.

Devido à forma elíptica da estrutura, há zonas que se deslocam no sentido oposto ao da escavação (zonas de compressão horizontal). Para a consideração deste efeito adoptaram-se coeficientes de Winkler definidos pela expressão (1), proposta por Evison (1988), na qual  $k$  representa o coeficiente de Winkler,  $\nu$  e  $E$  o coeficiente de Poisson e o módulo de Young do solo, respectivamente, e  $R$  o raio da escavação.

$$k = \frac{1}{1+\nu} \cdot \frac{E}{R} \quad (1)$$

O código numérico STRAP, baseado no Método dos Elementos Finitos, foi usado pela empresa projectista para avaliar os deslocamentos e as tensões na cortina. A Figura 8b apresenta uma vista 3D da malha adoptada.

## 4.2 – Novos cálculos efectuados

Tendo como objectivo uma mais profunda compreensão do comportamento estrutural, foram realizados cálculos adicionais usando um código numérico 3D baseado no Método dos Elementos Finitos, o qual foi desenvolvido conjuntamente pelas Universidade de Coimbra e Universidade do Porto (França *et al.*, 2006). A Figura 9 representa a malha de elementos 3D com 20 nós que foi empregue; os cálculos comportavam 63 fases diferentes, de forma a modelar todos os pormenores da execução da escavação e da construção do suporte.

Supôs-se para os solos o critério de cedência de Mohr-Coulomb, com os parâmetros apresentados no Quadro 3. Estes parâmetros são equivalentes aos considerados no projecto, sendo o primeiro horizonte o que corresponde às camadas mais superficiais, de mais fracas características mecânicas, e os restantes a diferentes graus de alteração do maciço granítico.

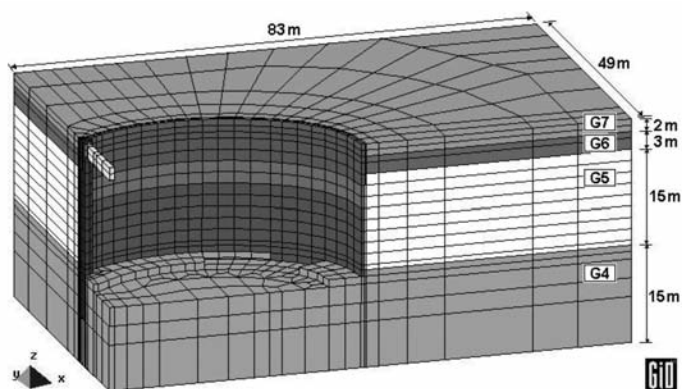


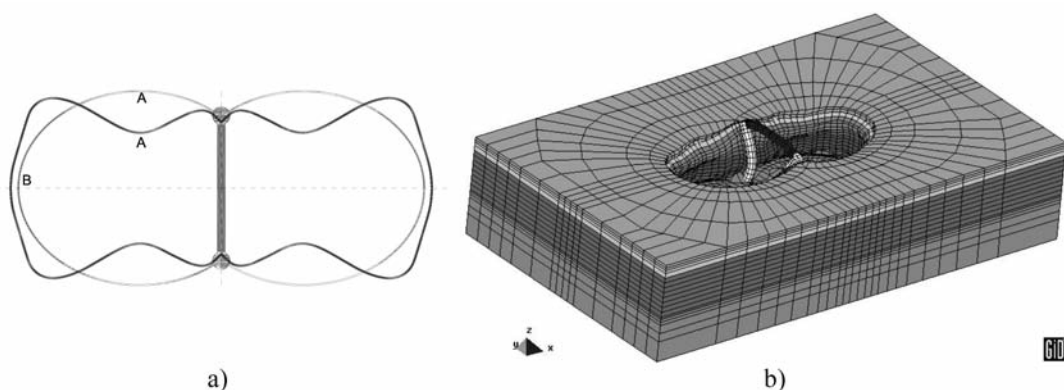
Fig. 9 – Malha de elementos finitos adoptada nos cálculos adicionais (França *et al.*, 2006).

Aos elementos estruturais, tais como a viga de coroamento, a viga de travamento transversal e os pilares (poços), foi atribuído um comportamento elástico linear com módulo de Young de 15 GPa e coeficiente de Poisson de 0,25. Para o betão projectado do revestimento foi considerado um módulo de Young igual a 10 GPa.

## 5 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESCAVAÇÃO

### 5.1 – Resultados numéricos. Comportamento global da escavação

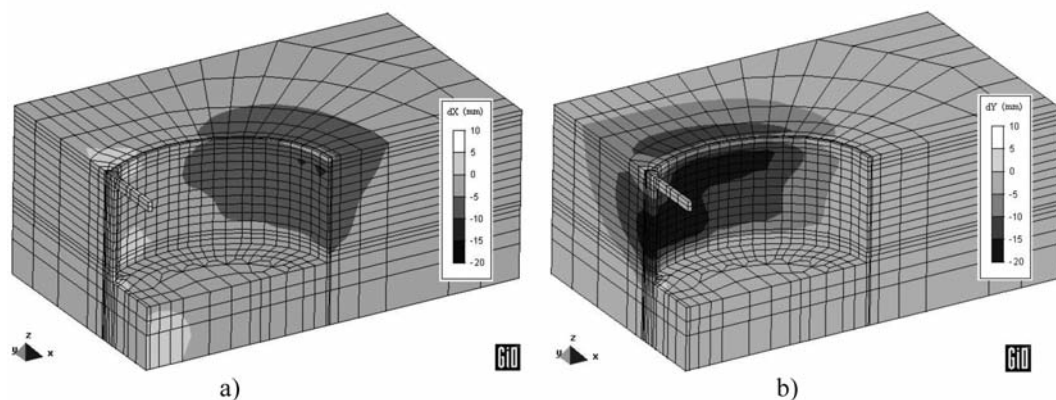
A Figura 10 mostra os deslocamentos horizontais da viga de coroamento obtidos nos cálculos do projecto, bem como a malha deformada obtida nos cálculos numéricos adicionais. Ambas as figuras permitem constatar que o conjunto formado pelos dois poços circulares e pela viga transversal desempenha um papel fundamental para a estabilidade global da escavação e, pela sua rigidez, para o controlo dos deslocamentos.



**Fig. 10** – a) Deslocamentos horizontais da viga de coroamento; b) malha deformada (França *et al.*, 2006).

A Figura 11 representa as isocurvas dos deslocamentos horizontais, nas direcções longitudinal e transversal.

As zonas que experimentam os deslocamentos mais elevados são as que se situam na proximidade do ponto A (Figura 10a), onde o raio da elipse é maior e, por isso, os efeitos dos momentos flectores prevalecem sobre os das forças axiais. Acresce que nesta zona os deslocamentos aumentam com a profundidade, atingindo o valor máximo próximo de  $0,7H$  (Figura 11b). Outro aspecto relevante refere-se ao facto de os deslocamentos serem no sentido contrário ao da escavação nos topos desta (Figuras 10 e 11a).

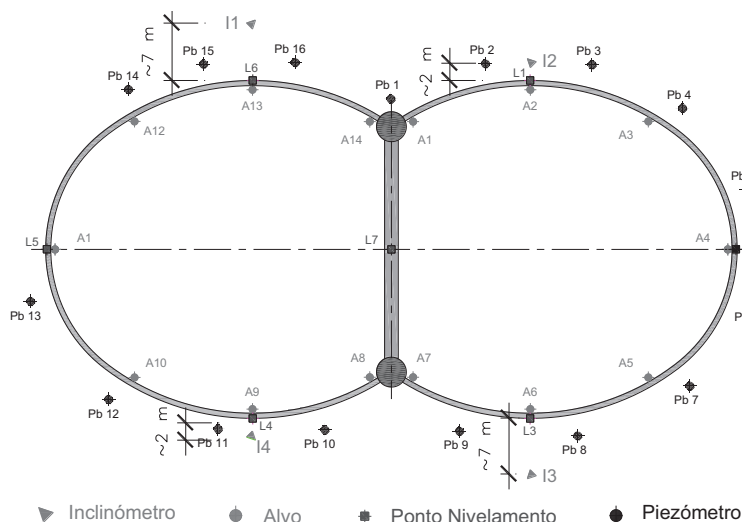


**Fig. 11** – Isocurvas dos deslocamentos horizontais (França *et al.*, 2006):  
a) longitudinais; b) transversais.

Nos parágrafos seguintes discute-se com maior detalhe alguns aspectos particulares do comportamento da estrutura, tal como é revelado sobretudo pelos resultados experimentais, obtidos através do plano de instrumentação e monitorização.

## 5.2 – Plano de instrumentação

A Figura 12 apresenta o plano de instrumentação da obra. Para além dos alvos topográficos fixados na parede ao nível da viga de coroamento, também foram colocados outros às profundidades de 2,5 m, 7,25 m, 12,0 m e 17,0 m, com a mesma distribuição em cada nível.



**Fig. 12** – Plano de monitorização da obra.

Adicionalmente, foram também instalados alvos e pontos de nivelamento e, ainda, fissurómetros e clinómetros nos edifícios afectados pela escavação. Contudo, o edifício mais próximo do perímetro da obra estava afastado mais do que 15 m, pelo que não foram registados valores significativos nesses instrumentos.

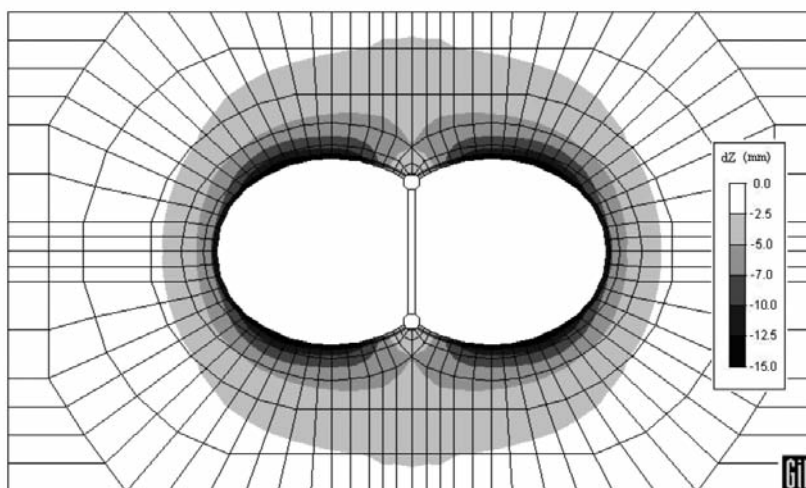
O nível freático foi rebaixado antes da escavação começar, tendo a sua posição sido sistematicamente controlada através dos *well points*, não se tendo observado variações apreciáveis.

## 5.3 – Resultados experimentais

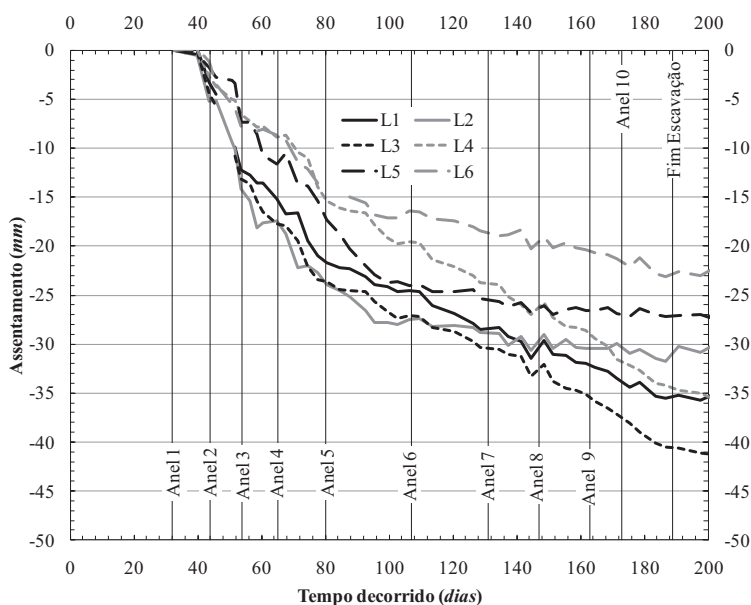
### 5.3.1 – Deslocamentos verticais superficiais

A Figura 13 apresenta as isocurvas dos assentamentos superficiais, obtidas nos cálculos numéricos 3D executados após a execução da obra. A Figura 14 mostra os assentamentos registados nos alvos topográficos (L1 a L6, Figura 12) instalados na viga de coroamento.

Os resultados experimentais mostram que, apesar das diferenças de rigidez global entre as diferentes zonas da escavação, não se observam diferenças relevantes no que respeita aos valores dos assentamentos, sendo a magnitude destes, no final da escavação, da ordem dos 30 mm, o que não constituiu motivo de preocupação, dado o afastamento a que situavam os edifícios mais próxi -



**Fig. 13** – Isocurvas dos assentamentos superficiais - cálculo 3D (França *et al.*, 2006).



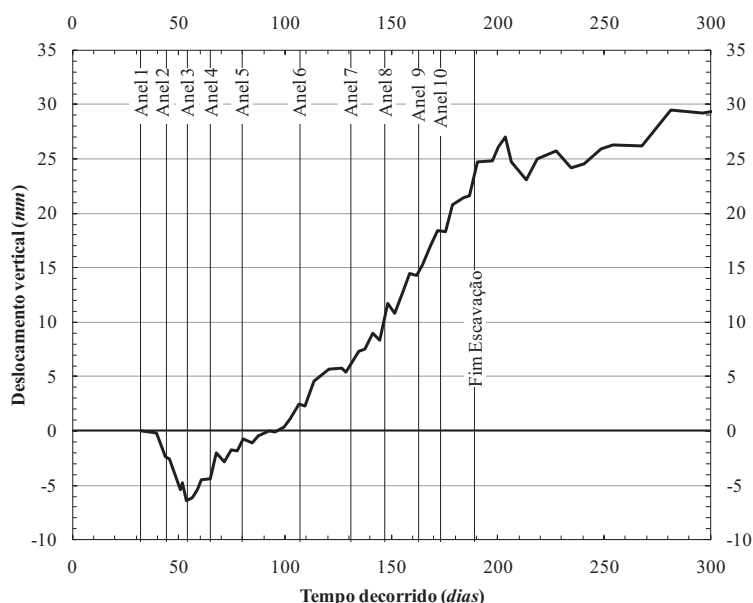
**Fig. 14** – Assentamentos medidos nos alvos (L1 a L6) localizados na viga de coroamento.

mos. Os resultados numéricos da Figura 13 confirmam essa uniformidade dos assentamentos em todo o perímetro da escavação, sendo, contudo, perceptível a maior largura da bacia de subsidência nas zonas onde ocorrem os deslocamentos horizontais mais elevados (zonas da Figura 10).

No que se refere à grandeza dos assentamentos a certa distância do perímetro da obra, o edifício mais próximo desta, a cerca de 15 m a norte da estação, experimentou o maior assentamento medido, inferior a 15 mm. É de salientar que uma parcela deste assentamento, cerca de metade, foi devido ao rebaixamento do nível freático.

### 5.3.2 – Deslocamentos verticais da viga transversal

A Figura 15 mostra a evolução do deslocamento vertical da secção média da viga transversal, constatando-se a ocorrência, com o evoluir da escavação, de um levantamento contínuo devido à flexão dos poços verticais em que encastra a viga. Exceptua-se a parte inicial, com movimento descendente, devido ao peso próprio da viga. A grandeza do levantamento indica que as forças a que o elemento estrutural ficou sujeito eram superiores às calculadas inicialmente no projecto, uma vez que essa grandeza excede claramente as estimativas. O valor assumido para o módulo de Young, 15 *GPa*, escolhido visando a obtenção de uma previsão adequada das deformações a longo prazo, atendendo aos fenómenos de fluência e de retracção do betão, conduz, sem embargo, à redução das forças que se instalam nos elementos estruturais, originando, por isso, previsões não conservativas para o dimensionamento em termos de segurança estrutural. Topa Gomes *et al.* (2007) discutem a importância da consideração dos efeitos diferidos em estruturas de betão, como é o caso da viga transversal da estrutura em análise neste trabalho.



**Fig. 15** – Assentamentos medidos na secção média da viga transversal.

Um outro aspecto que justifica as diferenças mencionadas está seguramente relacionado com o modelo geológico-geotécnico simplificado que foi assumido nos cálculos e, particularmente, com a evolução da rigidez do terreno com a profundidade que foi considerada. A Figura 7 ilustra uma evolução contínua com a profundidade da rigidez, enquanto nos cálculos essa propriedade foi assumida constante em cada horizonte considerado. Adicionalmente atribuiu-se uma espessura fixa a cada horizonte geotécnico (ver Quadro 3), o que constitui uma simplificação. A natureza conservativa destas opções tende a subestimar o módulo de Young e, consequentemente, para níveis de deformação equivalentes, as tensões instaladas nos elementos estruturais tendem a ser menores.

Seja como for, é de salientar que a previsão não conservativa dos esforços que se instalam na viga não constitui necessariamente um problema de segurança. Com efeito, se a resistência da viga for excedida, ocorre fissuração nas zonas dos apoios (conexões com os poços verticais), limitando

o momento máximo e forçando a viga a funcionar fundamentalmente à compressão (a menos do efeito do peso próprio), situação para a qual a sua capacidade resistente era perfeitamente suficiente.

### 5.3.3 – Deslocamentos horizontais do suporte

Tendo em vista avaliar os deslocamentos do suporte foram registadas as convergências de alguns segmentos ligados a alvos instalados durante a escavação após a projecção do betão que constitui o suporte. Consequentemente, as medições correspondentes a cada alvo dizem respeito apenas aos deslocamentos devidos às fases de escavação ocorridas após a sua instalação.

Na Figura 16 apresentam-se os valores medianizados dos deslocamentos do suporte (convergência dividida por 2) medidos nos poços verticais na direcção transversal ao eixo longitudinal da estação e às profundidades correspondentes à viga de coroamento, ao anel 4 e ao anel 6. O resultado relativo à viga de coroamento, comparativamente muito pequeno (cerca de 3 mm), confirma a elevada rigidez a esforços de compressão da viga transversal.

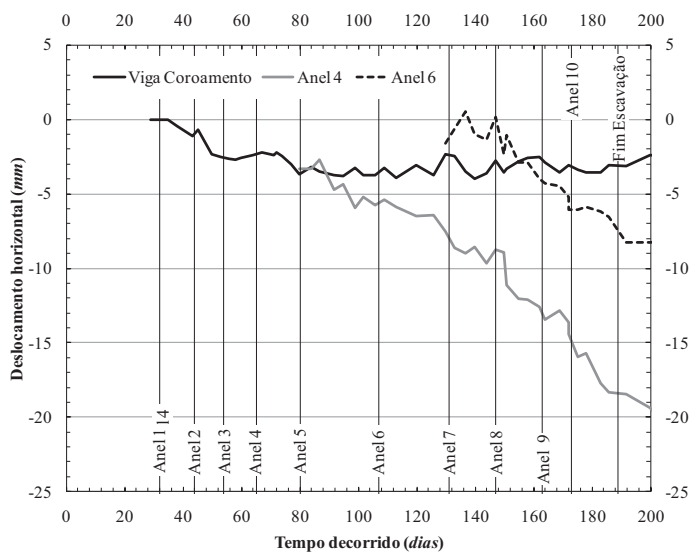


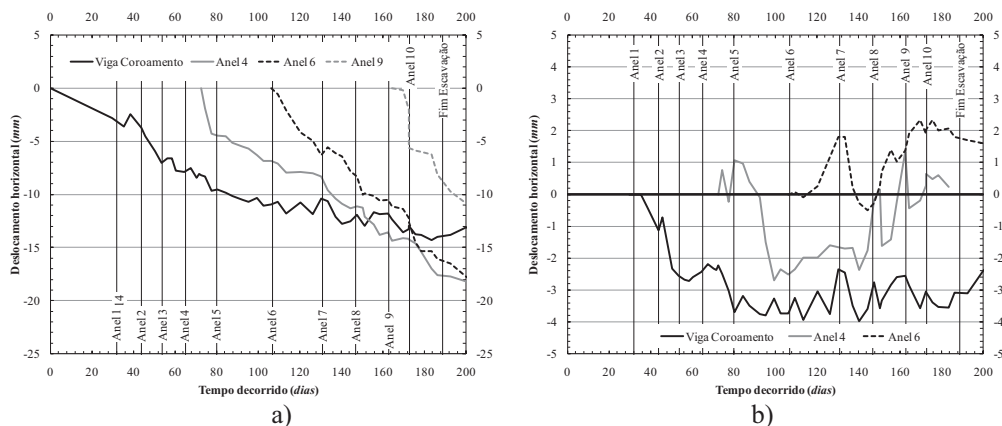
Fig. 16 – Convergências (divididas por 2) na zona central da escavação.

Ao nível do anel 4, a cerca de 9 m de profundidade (40% da altura do corte), os deslocamentos ocorridos após a execução do suporte alcançam mais ou menos 20 mm, o que mostra que os poços verticais são muito flexíveis para as pressões a que têm que resistir. No caso presente os assentamentos em torno da escavação não eram motivo para preocupação. Se o fossem, conseguir-se-ia um controlo efectivo dos deslocamentos do suporte de uma forma relativamente simples aumentando a secção dos poços ou introduzindo uma viga transversal adicional a meia altura da escavação, solução que não traria implicações significativas quer do ponto de vista da execução quer no que respeita a custos.

Ao nível do anel 6, a cerca de 13 m de profundidade (60% da altura do corte), os deslocamentos são muito inferiores aos associados ao anel 4. Isto é devido à menor distância em relação ao final da escavação e ao aumento da rigidez do terreno com a profundidade. Note-se que estas circunstâncias fazem com que o ritmo de crescimento dos deslocamentos seja menor no anel 6 do que no anel 4.



Na Figura 17 mostram-se os movimentos transversais do suporte (convergência dividida por 2) nas secções correspondentes à máxima largura da escavação (ponto A) e ao máximo comprimento (ponto B). No ponto A ocorrem importantes deslocamentos horizontais ao nível da viga de coroamento, o que se compreende se se tiver presente que, não havendo escoramentos nessa zona, apenas a rigidez da viga evita os movimentos.



**Fig. 17** – Convergências (divididas por 2): a) zona mais larga da escavação (ponto A); b) zona mais comprida da escavação (ponto B).

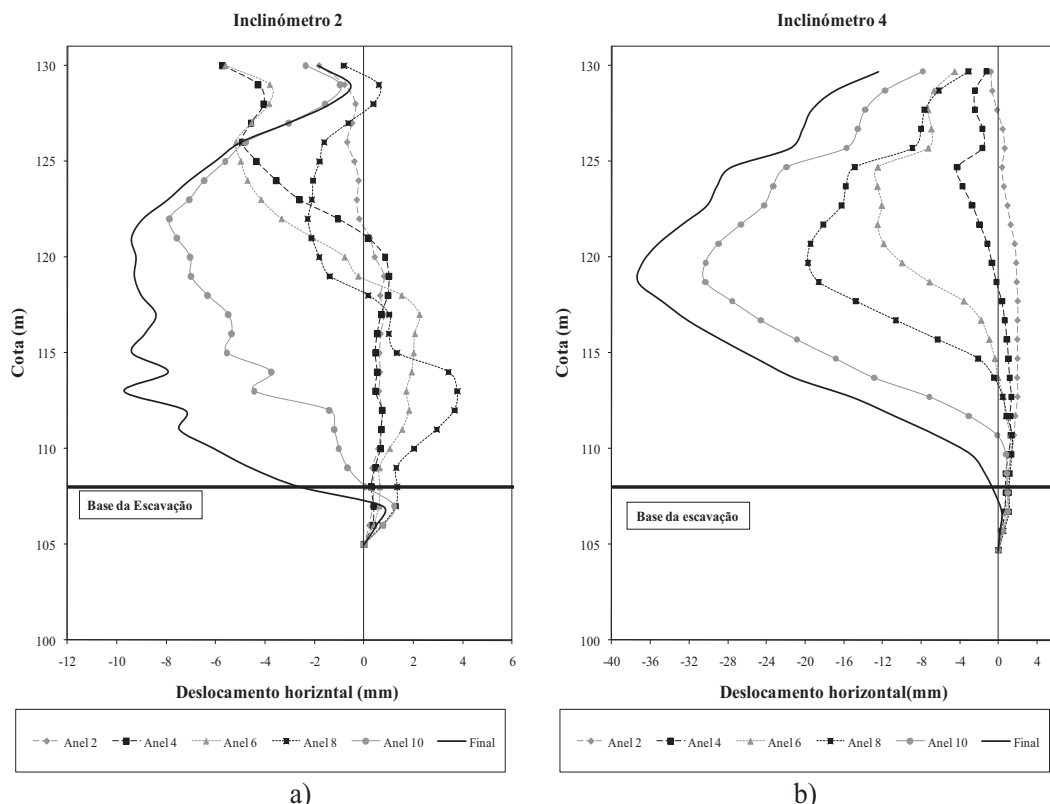
Os deslocamentos máximos relativos aos anéis 4 e 6 são muito semelhantes, apesar das diferentes distâncias ao fundo da escavação, o que resulta da reduzida rigidez do suporte. Consequentemente, o gradiente dos deslocamentos horizontais é maior no anel 6 do que no 4, o que pode ser devido às pressões mais elevadas que teoricamente se exercem nesse local, ainda que haja que ter presente a circunstância que milita no sentido contrário, de a qualidade do maciço granítico melhorar em profundidade. Mesmo no anel 9, o gradiente é superior aos anteriores.

No que se refere aos deslocamentos do ponto B, é claro o seu carácter divergente. Seja como for, os deslocamentos possuem uma magnitude reduzida (cerca de 3 mm), não muito diferente da precisão associada ao tipo de medições em causa. A divergência é mínima ao nível da viga de coroamento, máxima ao nível do anel 4 (3,3 mm) e decresce ligeiramente ao nível do anel 6 (cerca de 3,0 mm). Este comportamento é compatível com as convergências observadas na direcção transversal, sendo que, no entanto, há que ser prudente na aceitação e generalização das conclusões correspondentes, dada a precisão das medições.

### 5.3.4 – Deslocamentos horizontais do terreno

Como mostra a Figura 12, antes de se iniciar a escavação foram instalados 4 inclinómetros, aproximadamente nos dois alinhamentos que contêm as secções de maior largura, dois em cada alinhamento. É expectável que os maiores deslocamentos do suporte ocorram nesses alinhamentos. Dois dos inclinómetros, o I2 e o I4, foram instalados muito próximo do suporte (a 2 m de distância) e os outros dois a cerca de 7 m de distância.

A Figura 18 mostra os resultados dos inclinómetros I2 e I4. O primeiro aspecto a relevar é a notória diferença entre os valores medidos nos dois instrumentos, o que é sinal claro da heterogeneidade do maciço granítico. As medições efectuadas nos alvos topográficos também mostravam diferenças do mesmo tipo, ainda que de menor magnitude. No que se segue dá-se mais relevo aos



**Fig. 18** – Deslocamentos horizontais normais à escavação: a) inclinómetro I2; b) inclinómetro I4.

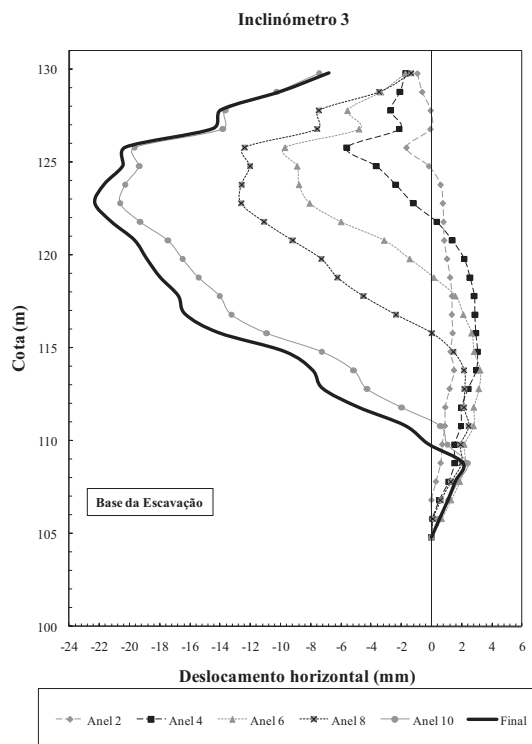
resultados do inclinómetro I4, onde foram medidos valores maiores, relativos, por isso, à zona do maciço com piores características mecânicas; estes valores são, por outro lado, menos afectados pelas oscilações devidas à precisão do instrumento (cerca de 6 mm por 25 m).

O deslocamento horizontal máximo ocorre sensivelmente a 12 m de profundidade, que corresponde à do anel 6. Neste nível o deslocamento antes da respectiva escavação foi de cerca de 12 mm, tendo alcançado aproximadamente 37 mm no final da escavação, ou seja, a parcela do deslocamento que ocorre antes da “passagem da frente” alcança cerca de 30% do total. Por isso, pode concluir-se que as medições efectuadas com os alvos colocados no suporte (depois da escavação ao nível respectivo) dizem respeito às maiores deformações do terreno.

Note-se ainda que, no local do inclinómetro I4, o deslocamento horizontal da viga de coroa-mento foi significativo, da ordem dos 12 mm, e que a base da escavação praticamente não se deslocou horizontalmente. Este último aspecto é devido à melhoria das características do maciço com a profundidade, sendo que ao nível da base é dominante a presença de material não completamente alterado (W4), com valores de  $G_0$  bem superiores a 1000 MPa.

Visando apreciar a evolução dos deslocamentos horizontais com a distância à parede, a Figura 19 mostra os resultados do inclinómetro I3, instalado a cerca de 7 m da parede na zona em que esta experimentou maiores deslocamentos. Continua a apreciar-se um deslocamento horizontal significativo à superfície do maciço, sendo que o deslocamento máximo ocorre a menor profundidade (~8 m) do que no I4. A menos deste aspecto, as curvas que traduzem os deslocamentos medidos têm uma forma similar às relativas aos inclinómetros I2 e I4.

Saliente-se que, como se conclui da apreciação das Figuras 10 e 11b, as características gerais dos movimentos horizontais são qualitativamente captadas pelos cálculos numéricos. No que respeita à questão quantitativa, a heterogeneidade do maciço, bem demonstrada pelos resultados experimentais apresentados, torna a fiabilidade das previsões numéricas mais difícil de alcançar.



**Fig. 19** – Deslocamentos horizontais normais à escavação medidos no inclinómetro I3.

## 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentou-se e discutiu-se o comportamento de uma solução inovadora para a construção da Estação Salgueiros do Metro do Porto. A nova solução foi realizada com considerável sucesso no que concerne ao controlo das deformações do maciço terroso, dos custos e dos prazos de execução.

No projecto foram adoptados modelos geotécnicos bastante simples, mas ainda assim capazes de captar satisfatoriamente aspectos essenciais do comportamento estrutural. Não obstante, a análise detalhada dos resultados da monitorização da obra evidenciou algumas diferenças importantes entre o que foi previsto no projecto e o comportamento real, diferenças que tiveram basicamente a ver com a grandeza dos movimentos e com a tipologia e magnitude das forças instaladas na viga transversal, elemento vital para a estabilidade global da estrutura.

## 7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as autorizações e facilidades concedidas pela empresa Metro do Porto, dono da obra, pela Normetro, construtor, e pela CJC, projectista. Agradecem também à Fundação para a Ciência e Tecnologia o apoio financeiro que lhes foi concedido através do projecto POCI/ECM/61934/2004.

## 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Evison, S. E. (1988). *A Ring and Spring Model Tunnel Liner Design*. MSc thesis, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- França, P.; Taborda, D.; Pedro, A.; Almeida e Sousa, J.; Topa Gomes, A. (2006). *Estação Salgueiros do Metro do Porto: Aspectos executivos e estudo do comportamento*. Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Curitiba, Brasil, pp. 369-374.
- Normetro - CJC (2003). *Estação Salgueiros – Nota de cálculo do revestimento primário*. Porto.
- Topa Gomes, A.; Ferraz, M.; Faria, R.; Figueiras, J.; Silva Cardoso, A. (2007). *Análise do comportamento diferido e não linear geométrico de uma escora de betão armado da estação de Metro Salgueiros*. Anais do Congresso em Métodos Numéricos e Computacionais em Engenharia, Porto.
- Topa Gomes, A. (2009). *Poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial. O caso do Metro do Porto*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Topa Gomes, A.; Viana da Fonseca, A.; Fahey, M. (2008). *Self-boring pressuremeter tests in Porto residual soil: results and numerical modelling*. Proc. of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Site Characterization, Taiwan.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca, A.; Coutinho, R. Q. (2008). *Characterization of residual soils*. Keynote paper, Proc. of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Site Characterization. Taiwan, pp. 195-248.