

ALGUNS PROBLEMAS DA CONSTRUÇÃO E MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TÚNEIS POUCO PROFUNDOS

Some construction problems and numerical modelling of shallow tunnels

Júlio Barreiros Martins*
Giancarlo Gioda**

RESUMO - A construção de túneis pouco profundos tem hoje grande desenvolvimento sobretudo nos meios urbanos e suburbanos. Estes túneis, especialmente os que são escavados em solos ou rochas brandas, põem importantes problemas de estabilidade que são aqui apresentados em conjunto com as técnicas necessárias à sua resolução. Também se apresenta o caso da modelação numérica de um túnel ferroviário escavado em solos aluvionares. Aplicam-se técnicas de retroanálise usando elementos finitos, relacionadas com os processos de escavação e construção em dois casos distintos. Consideram-se duas soluções por elementos finitos: uma elástica com redução do módulo de elasticidade nas zonas de corte intenso e outra elasto-plástica.

SYNOPSIS - The construction of shallow tunnels has today a large development, mainly in urban and sub-urban areas. This kind of tunnels put important stability problems, particularly those excavated in soils or soft rock. These problems are presented here together with techniques for their solution. Also the case of numerical modelling of a railroad tunnel excavated in an alluvial soil is presented. Techniques of back analysis are applied using finite elements concerning excavation/construction processes for two distinct cases. Two finite element solutions are considered: one elastic with reduced Young modulus at zones of large shear; and another elasto-plastic.

1 - INTRODUÇÃO

Os túneis pouco profundos estão a generalizar-se rapidamente sobretudo nas zonas urbanas e suburbanas. Daí o interesse de apresentar alguns dos problemas neles envolvidos.

Os solos moles e as rochas brandas são os terrenos que põem os problemas mais importantes na escavação de túneis.

Nesses problemas há que sublinhar os que são de curto prazo, isto é, há que avaliar o tempo em que a escavação se sustenta por si própria para verificar se é suficiente para se realizar um revestimento ainda que provisório.

De facto a estabilidade da face do túnel é crucial no caso das rochas brandas e solos.

A sustentação temporária está relacionada com o processo de escavação no caso dos túneis que não são escavados com tuneladoras (túneis de escavação em face aberta). Nesse caso a sustentação temporária é feita por cambotas, arcos metálicos e pregagens, por vezes em conjunto com betão projectado.

* Prof. Catedrático de Geotecnia da Universidade do Minho. Email: jbm@eng.uminho.pt

** Prof. Associado de Estruturas do Instituto Politécnico de Milão

Nos túneis escavados com tuneladoras o suporte é feito com aduelas de betão pré-fabricadas.

A simulação numérica do comportamento do túnel deve ter em conta as fases da construção.

Junto da face as variações do estado de tensão e deformação são tridimensionais e por isso a análise numérica deveria ser tridimensional. Porém, o problema é extremamente complexo porque a ele se associam efeitos visco-elasto-plásticos, sobretudo nos casos de rochas brandas e solos argilosos. Assim, o mais usual são as análises bidimensionais elasto-plásticas, associando-se-lhes por vezes coeficientes de ajustamento.

2 - MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E TÉCNICAS DE CONSTRUÇÃO

Para túneis em rocha e construção “em face aberta” (sem tuneladora), a escavação é feita por desmonte com explosivos, usualmente com escavação parcial da face pelo método das faixas centrais ou por faixas laterais (Kovári, 1998).

O suporte temporário é feito com pregagens associadas a uma delgada camada de betão projectado, se for necessário.

As rochas brandas e os solos são escavados com as escavadoras usuais. A face pode ser escavada parcialmente ou totalmente em cada etapa. No primeiro caso a segurança contra o colapso é maior, mas o espaço de manobra pode ser pequeno e a velocidade de avanço não poderá ser grande. O contrário acontece quando a face é totalmente escavada em cada etapa.

Quando se usam tuneladoras o acesso à face é limitado. Para a escavação de rochas a cabeça da tuneladora (TMB) tem um grande número de discos rotativos cortantes (Fig. 1).

Para fazer avançar a cabeça na rocha a máquina é dotada de garras que são pressionadas contra as paredes do túnel. A Fig. 2 mostra o ciclo operativo.

Para terrenos brandos usa-se tuneladoras com pressão de terras equilibrada (EPBM). O solo em escavação e a água vão da cabeça de corte para uma câmara pressurizada através de portinholas com pressão equilibrada de um lado e do outro. Os materiais escavados são removidos dessa câmara por meio de transportadores com veio em parafuso (helicoidal) para uma correia transportadora, já fora da câmara de equilíbrio (Fig. 3).

A pressão na câmara pode ser controlada de forma a assegurar que se mantenha o equilíbrio da pressão de terras na face da escavação.

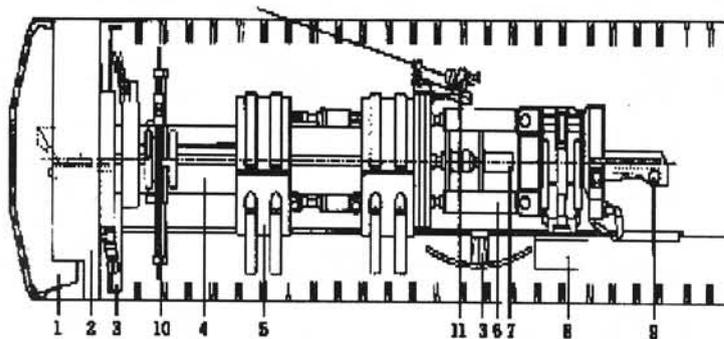
Para solos silto-arenosos sob pressão de água são usadas máquinas com escudo protector de lamas (“slurry shield machines” - Fig.4).

Nestas máquinas a face do túnel é suportada por bentonite pressurizada.

Esta argila expansiva mistura-se com o solo arenoso e forma um bolo (“cake”) à volta do túnel. A maior parte das roturas ocorrem nas secções dos túneis com este tipo de solos para grandes cargas hidráulicas no terreno à frente da face do túnel. Todavia, já há EPBMs capazes de tratar casos de pressões de terras e água até 0,8 MPa.

Para túneis em rocha as dificuldades surgem quando há falhas ou massas rochosas muito fracturadas à frente da face de escavação do túnel. Kovári *et al.* (1993) referem subsidências em zonas de falhas, colapso e queda de blocos rochosos à frente da cabeça de corte da tuneladora, os quais provocaram paragens e reduções da velocidade de avanço da escavação.

Por outro lado Ian Clarke, ed. (1990) indica dificuldades de escavação de túneis em solos arenosos com água em pressão. O autor refere o abandono duma tuneladora devido à intrusão violenta de água com uma pressão de 0,3 MPa na formação geológica *Thanet Sand Bed* (Londres). A máquina foi recuperada dois anos mais tarde congelando a zona, fazendo um poço e relançando a furação com uma EPBM.



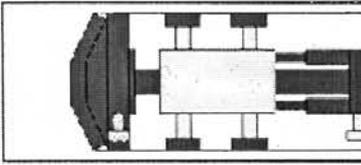
1. Cabeça de corte;
2. Blindagem da cabeça de corte hidraulicamente ajustável;
3. Sistema de suporte da instalação e de transporte;
4. Cilindro interior;
5. "Kelly" exterior, duas peças, com garras e cilindros de ajustamento;
6. Cilindro de propulsão;
7. Sistema guia da cabeça de corte;
8. Suporte traseiro;
9. Tapete rolante;
10. Equipamento de sondagens de tecto para pregagens;
11. Equipamento de sondagens para amostras.



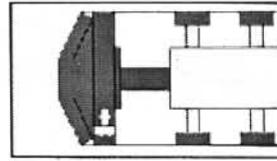
Fig. 1 – Tuneladora.

O controlo da posição do túnel durante a escavação é feito por raios laser no caso das tuneladoras e por levantamento topográfico no caso de escavação em face aberta. Visto que o peso da tuneladora é menor que o peso de solo correspondente ao mesmo volume de túnel, a cabeça da máquina tende a levantar-se e por isso o alinhamento da máquina com o eixo do túnel tem de ser feito com alguma frequência.

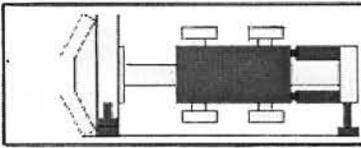
Por outro lado, devido ao alívio da rocha ou solo na zona de escavação, o diâmetro da secção recta do túnel tende a reduzir-se. Portanto, para manter o túnel com a sua secção recta correcta, terá de haver sempre uma sobre-escavação, qualquer que seja o tipo de túnel em construção.



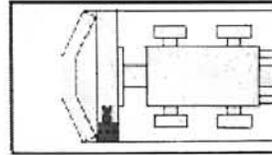
1. A máquina está apoiada no túnel: a furação pode começar.



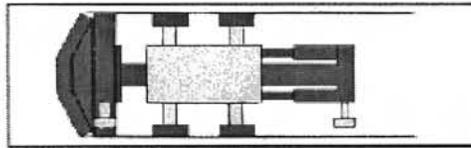
2. A cabeça de corte está no seu avanço máximo: a furação pára.



3. Os apoios da frente e de trás estão distendidos e as garras estão retraídas; o cilindro exterior desloca-se suavemente para a frente.



4. A máquina é agora alinhada usando o apoio traseiro.



5. Distendem-se as garras e retraem-se os apoios; a máquina está agora pronta para um novo ciclo.

Fig. 2 - Ciclo operativo.

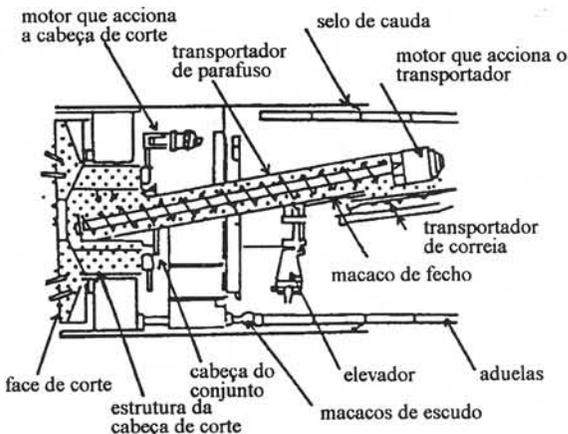


Fig. 3 - Princípio da EPBM (Fujita, 1989).

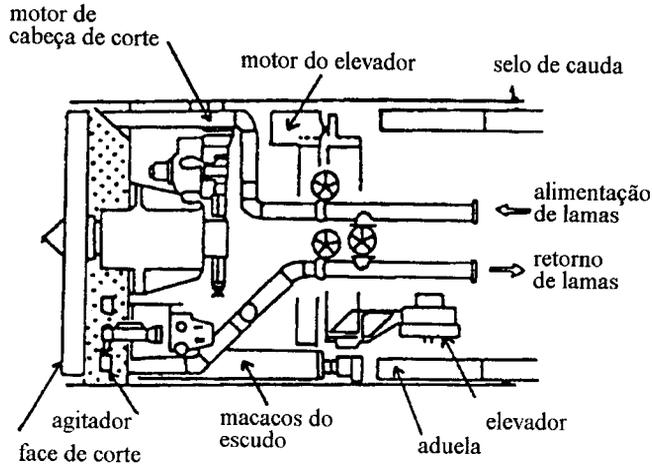


Fig. 4 - Princípio das tuneladoras com escudo de lamelas (Fujita, 1989).

3 - FORMAS DE SUPORTE DA ESCAVAÇÃO E PROCESSOS DE INJEÇÃO

No caso de furação em rocha a escavação é suportada por pregagem e betão projectado quando se usa a técnica de construção em face aberta. O revestimento final pode ser feito por uma camada mais espessa de betão projectado ou por um anel de aduelas de betão pré-fabricadas.

No caso de rochas brandas ou solos e escavação em face aberta, há em geral, necessidade de tratamento do solo antes da escavação. Isso é feito por injeções do tipo “jet grouting”, formando-se um arco ou “guarda-chuva” à volta do tecto do túnel (Fig. 5).

Para formar o “guarda chuva” podem também usar-se micro-estacas ou tubos de fibra de vidro com disposição horizontal.

O suporte da escavação a curto prazo pode ser feita por cambotas e arcos metálicos. O revestimento definitivo é feito de betão projectado ou por um anel de aduelas de betão pré-fabricadas.

Para o caso da escavação com tuneladoras em solos brandos as faces exteriores da máquina (escudo) suportam a pressão das terras e água por um tempo muito curto. O revestimento final, usualmente de aduelas de betão pré-fabricadas, é colocado na parte de trás do escudo à medida que a escavação avança.

Quando há construções por cima da escavação, pode ser necessária a estabilização prévia dos terrenos por cima do tecto do túnel. Isso faz-se usualmente com injeções de cimento a baixa pressão ou por “jet grouting”.

4 - MOVIMENTOS À SUPERFÍCIE

O alívio da pressão do solo ou rocha e as perdas de volume desses materiais à frente da face da escavação são o factor mais importante dos movimentos quer à superfície quer em profundidade.

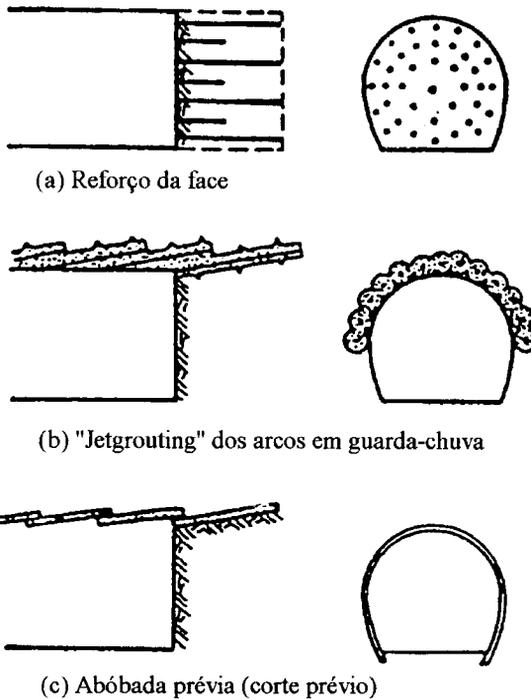


Fig. 5 - Tratamento do terreno e técnicas de revestimento prévio (Schollosser e Guilloux, 1995).

O assentamento máximo à superfície acima do tecto do túnel pode ser estimado na base da perda de volume. A forma da curva de assentamento normal ao eixo do túnel parece ser a de uma distribuição Gaussiana, já proposta por Peck (1969) e depois por vários outros autores.

A perda de volume depende do tipo de terreno e também do tipo da técnica de escavação, incluindo a habilidade da equipa de trabalho. A perda mínima é obtida na escavação com tuneladoras. Em qualquer caso, quando a estabilidade da face da frente do túnel não está bem assegurada pode haver grandes perdas de volume e grandes assentamentos à superfície.

Uma boa estimativa da perda de volume só pode fazer-se na base de casos de obra anteriores, com condições semelhantes de terreno e de técnicas de construção.

O vazio na cauda da tuneladora, entre o escudo e o revestimento do túnel, a deformação desse revestimento e a consolidação de solos argilosos se existirem, também causam movimentos.

A injeção imediata do espaço entre o revestimento e a parede do túnel, é a forma de reduzir os movimentos do terreno devidos ao vazio gerado na cauda do escudo das tuneladoras.

5 - ANÁLISE NUMÉRICA DE UM TÚNEL POUCO PROFUNDO

Como se observou antes, entre os vários problemas que se encontram na construção de túneis pouco profundos, a avaliação dos assentamentos à superfície induzidos pela escavação tem a maior relevância na prática da engenharia.

Para se ter uma melhor compreensão das possibilidades oferecidas pela análise por elementos finitos na resolução deste tipo de problemas, apresenta-se aqui um exemplo relativo ao cálculo dos assentamentos devidos à escavação de um túnel ferroviário pouco profundo.

O exemplo refere-se a um túnel com um raio interno de cerca de 5 m localizado a uma profundidade de cerca de 35 m num depósito aluvionar que consiste principalmente de areia fina. Na Fig. 6 mostra-se a sequência das camadas de solo.

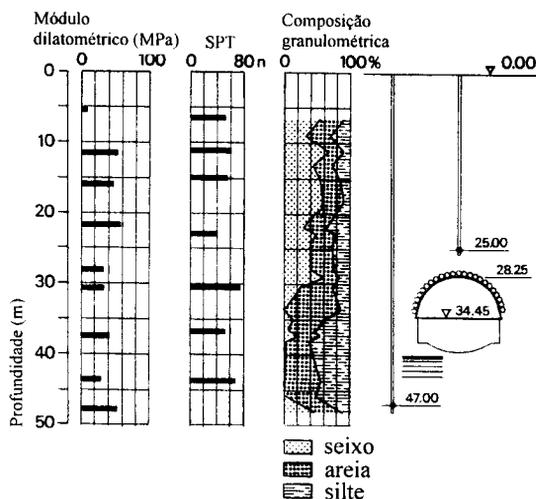


Fig. 6 - Perfil do solo.

Com o fim de limitar as dificuldades de construção, e de melhorar a estabilidade da abertura durante a escavação, foi construído um arco de suporte (“guarda chuva”) constituído por colunas de “jet grouting” à frente da face do túnel, de acordo com o processo esquematicamente indicado na Fig. 5b. Ceppi *et al.* (1989) apresentaram pormenores do processo de construção para o túnel em causa. Na Fig. 7 apresenta-se sumariamente a sequência das etapas de construção/escavação.

Registaram-se os assentamentos à superfície durante a construção, por levantamento topográfico, bem como os assentamentos dentro da massa terrosa ao longo de duas linhas verticais próximas da abertura, através de micrómetros deslizantes (Kovári e Amstad, 1985).

A localização dos pontos de medida é apresentada na Fig. 8 e a evolução dos assentamentos à superfície, à medida que o processo de escavação progrediu, na Fig. 9.

O valor acentuado dos assentamentos observados sugeriu uma mudança no processo construtivo. Para avaliar a eficiência desta mudança, decidiu-se efectuar uma simulação numérica da construção.

O problema requereu duas etapas subsequentes:

- 1) Desenvolvimento de um modelo numérico (elementos finitos) capaz de simular o processo de construção empregado e fornecer valores dos deslocamentos suficientemente próximos dos observados “in situ”.
- 2) Aplicação do modelo acima indicado à técnica de construção modificada para verificar as suas potenciais vantagens e permitir a sua avaliação em termos de custo/benefício.

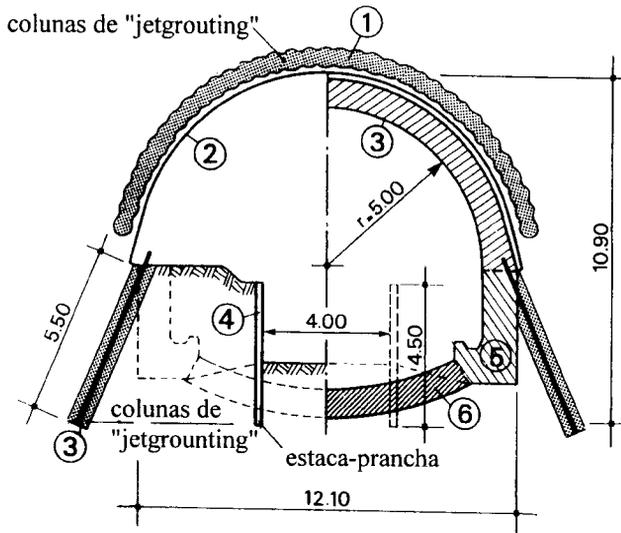


Fig. 7 - Sequência da construção.

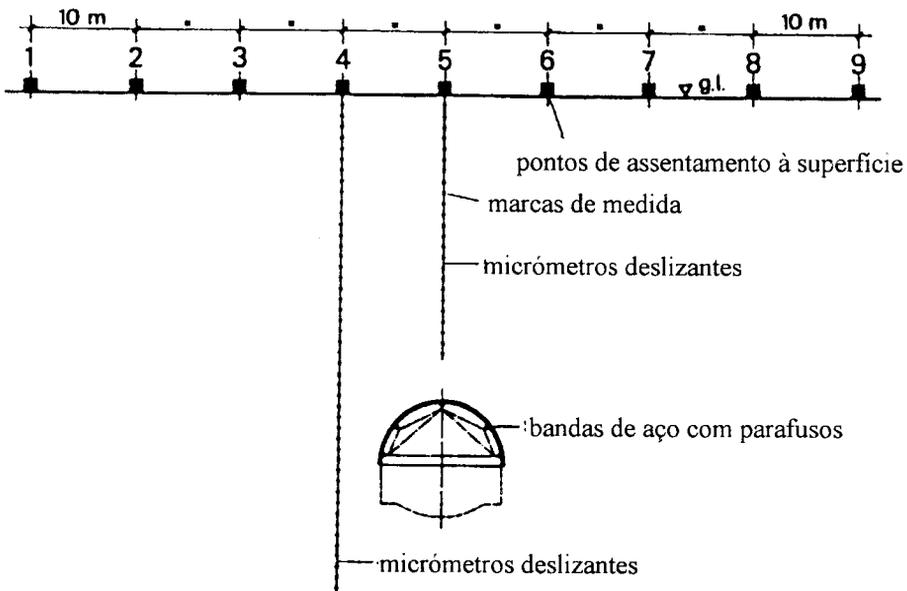


Fig. 8 - Pontos de medida dos assentamentos.

O modelo numérico mencionado foi calibrado através de uma técnica de retroanálise cujas características principais se resumizam na secção seguinte.

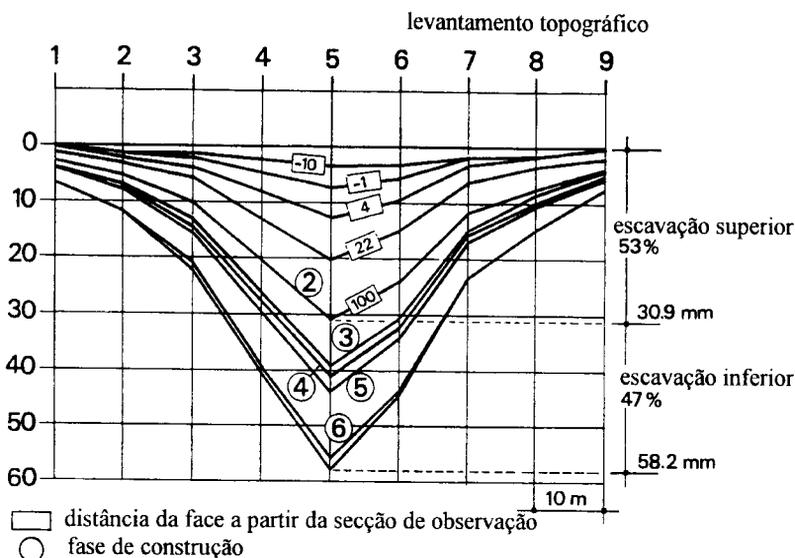


Fig. 9 - Assentamentos à superfície durante a escavação.

5.1 - Técnicas de retroanálise

As técnicas numéricas para a retroanálise de parâmetros geotécnicos em medidas “in situ” efectuadas durante os trabalhos de escavação/construção (ver e.g. Gioda, 1985; Gioda e Sakurai, 1987) podem agrupar-se em duas categorias principais:

- Os métodos que pertencem ao primeiro grupo são referidos como abordagens “inversas”. Neste caso, as equações que governam o problema vulgar de análise de tensões são escritas (ou “invertidas”) de tal maneira que algumas das características mecânicas do meio geotécnico aparecem entre as incógnitas do problema, enquanto que os deslocamentos que correspondem às medidas “in situ” estão no conjunto de dados.
- As chamadas abordagens “directas” pertencem ao segundo grupo. Essas requerem a minimização de uma função-erro convenientemente definida, a qual representa a diferença entre as quantidades medidas “in situ” e os resultados numéricos correspondentes. Esta abordagem aplica “directamente” as mesmas equações que governam o processo de análise de tensões e, portanto, não se requer a sua inversão.

Para o problema em causa usou-se uma retroanálise directa. Essa retroanálise baseou-se na minimização da seguinte função-erro E_r

$$E_r^2 = \sum_n \left[u_i^* - u_i(\underline{p}) \right]^2 \quad (1)$$

A Eq. (1) representa a discrepância entre os deslocamentos u^* medidos no campo e os u , obtidos por cálculos de elementos finitos. Visto que os deslocamentos calculados dependem das características mecânicas da massa de solo, agrupadas no vector p , a função-erro E_r é uma função destas características.

Supõe-se que os valores das características mecânicas p que minimizam E_r são os que fornecem a melhor aproximação para o comportamento do meio geotécnico através do modelo

numérico adoptado. Nestes termos, a retroanálise reduz-se à minimização da função E_r a respeito dos parâmetros desconhecidos p .

Para escolher um algoritmo de minimização apropriado é necessário considerar que E_r é uma função não-linear complicada dos parâmetros p , mesmo para o caso simples de comportamento elástico linear do material. Além disso, tem de considerar-se que não é possível, em geral, escrever a expressão analítica da função-erro e das suas derivadas. De facto, essa função só pode ser calculada numericamente através de uma análise por elementos finitos, atribuindo valores apropriados para os parâmetros p . Assim o algoritmo de minimização manipulará funções não lineares e requer somente o cálculo numérico delas e das suas derivadas a respeito das variáveis desconhecidas.

Os algoritmos que satisfazem os requisitos acima indicados são conhecidos em Programação Matemática como “Métodos Directos de Pesquisa”, (ver por exemplo Himmelblau, 1972). São processos numéricos iterativos que atingem o mínimo através de séries de avaliações de erro. Para o caso em questão, cada um deles requer uma análise por elementos finitos do problema do túnel, baseada numa série arbitrada de constantes mecânicas. Os cálculos terminam quando não se observam apreciáveis alterações na função-erro para um número pré-definido de iterações sucessivas.

5.2 - Retroanálise dos parâmetros elásticos

Mostra-se na Fig. 10 a malha de elementos finitos adoptada nos cálculos (em estado plano de deformação).

Consiste em 1213 elementos isoparamétricos de quatro nós discretizando a massa de solo, de 50 elementos de viga para o suporte do túnel e de 1282 nós. Tendo por base os resultados da investigação “in situ” levada a efeito antes do início da escavação, a malha foi subdividida em seis camadas. Para cada uma delas foi admitido um comportamento elástico linear, considerando os correspondentes módulos de Young como as variáveis independentes da primeira retroanálise.

Nos cálculos o processo de construção foi “condensado” em duas fases: A) escavação da parte superior do túnel e B) conclusão da escavação. Para ambas as fases a retroanálise baseou-se nos deslocamentos correspondentes medidos “in situ” nos pontos indicados na Fig. 8.

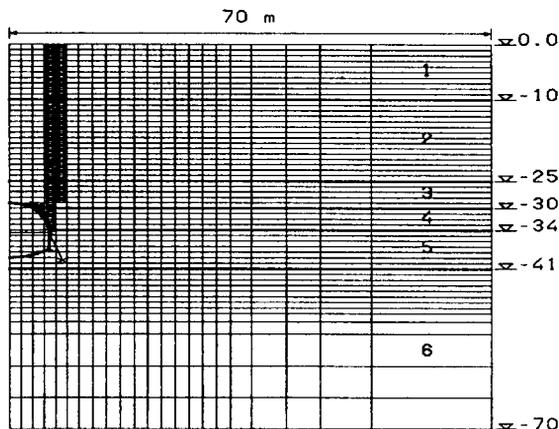


Fig. 10 - Malha de elementos finitos. A área negra indica a zona com módulos secante reduzidos adoptada apenas na segunda retroanálise elástica.

Por outro lado, os cálculos para a fase A foram subdivididos em duas etapas: em primeiro lugar os elementos que discretizavam a parte superior do túnel foram eliminados da malha e foi aplicado ao contorno da abertura um conjunto de forças equivalentes a 30% da distribuição inicial de tensões. Isto fez-se para introduzir, de uma forma aproximada, os efeitos que têm lugar na massa de solo à frente da face da escavação. Introduziram-se então os elementos correspondentes ao suporte do coroamento e aplicou-se a parte restante das forças de escavação equivalentes.

O estado inicial de tensão foi calculado com base da expressão usual para a pressão de terras em repouso $K_0 = 1 - \sin\phi$, o que se considerou ser uma hipótese realista para o caso em causa.

A fase B diz respeito à parte restante da escavação, a qual inclui a escavação da parte inferior do túnel, a execução das colunas de “jet grouting” que constituem a fundação do suporte do coroamento e a conclusão do revestimento permanente.

A primeira retroanálise destinada a determinar os módulos “secantes” elásticos das 6 camadas mencionadas, não levou a resultados satisfatórios.

Considerou-se então que quando o coeficiente de pressão de terras em repouso é menor do que 1, como é o do caso presente, criam-se durante a escavação duas “zonas plásticas” nas nascentes da abertura que se desenvolvem na direcção da superfície (Wong e Kaiser, 1991).

Este efeito foi introduzido na retroanálise elástica por intermédio de duas “zonas de corte” localizadas nos lados do túnel e representadas pelas partes negras na Fig. 10, nas quais o módulo elástico é menor que o das camadas correspondentes. Em particular, os módulos elásticos das várias partes da zona de corte são obtidos multiplicando os módulos das camadas correspondentes por um parâmetro α menor que 1.

Com estas bases foi efectuada uma segunda retroanálise tendo como variáveis independentes os 6 módulos e o parâmetro α .

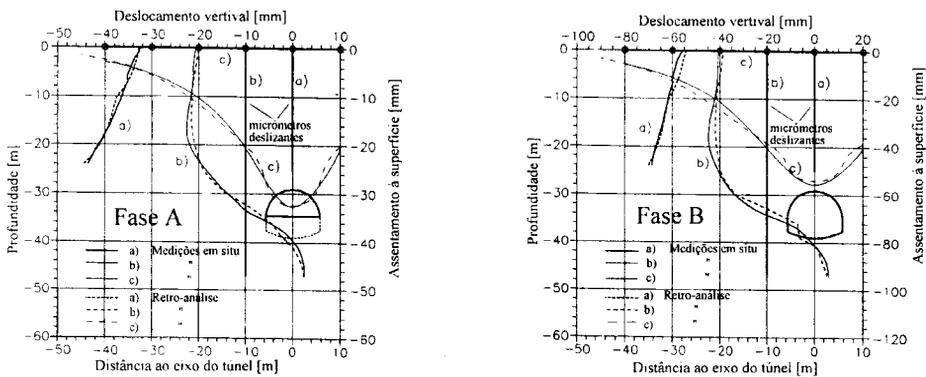


Fig. 11 - Comparação entre os deslocamentos verticais medidos e os obtidos pela segunda retroanálise.

Na Fig. 11 mostra-se a comparação entre os assentamentos calculados (para os valores “óptimos” dos módulos elásticos) e os medidos “in situ” no fim das fases A e B. A boa concordância entre os resultados numéricos e os experimentais indica que o mecanismo global que governa os deslocamentos à volta do túnel pode ser interpretado razoavelmente através da

formação das zonas de corte mencionadas. Os módulos elásticos obtidos pela retroanálise estão dentro da gama definida pelos módulos de carga e descarga derivados de ensaios “in situ” com dilatômetro. Para o parâmetro α foi obtido um valor próximo de 0,24. Isto mostra uma redução acentuada da rigidez aparente do solo nas zonas onde se concentra a deformação.

5.3 - Análise elasto-plástica

A retroanálise elástica fornece alguma visão do processo de deformação à volta do túnel. Contudo, para modelar a extensão real da região plástica dentro do depósito arenoso é necessário remover a hipótese simplificativa do comportamento elástico linear do solo.

Para este fim, realizou-se uma análise de tensões elasto-plástica na qual a perda de resistência com o aumento das deformações se introduziu através de um modelo simples de amolecimento do material devido à deformação (“strain softening material” - Cividini e Gioda, 1992).

Esta análise não linear considerou as mesmas fases de escavação já tratadas na retroanálise elástica. Os módulos elásticos são os obtidos na retroanálise da escavação superior (fase A) e a zona caracterizada pelo factor de redução α foi eliminada.

O cálculo inicia-se supondo para todos os elementos um ângulo de atrito de “pico” de 40° . Então o ângulo de atrito dos elementos onde o estado de tensão atinge a condição de rotura é reduzido para o seu valor residual, o qual foi suposto ser igual a 30° . Também o módulo de elasticidade é reduzido multiplicando-o pelo mencionado valor do parâmetro α .

Na Fig. 12 mostram-se os deslocamentos finais no fim da fase B obtidos nesta análise elasto-plástica. A zona plástica correspondente está representada na Fig. 13 por linhas de “contorno” ou “curvas de nível” da raiz quadrada do segundo invariante das extensões plásticas de desvio.

Estes resultados mostram que um cálculo elasto-plástico, no qual a perda de rigidez e de resistência ao corte são tomadas em consideração, é capaz de reproduzir com aceitável grau de aproximação os assentamentos medidos durante a construção.

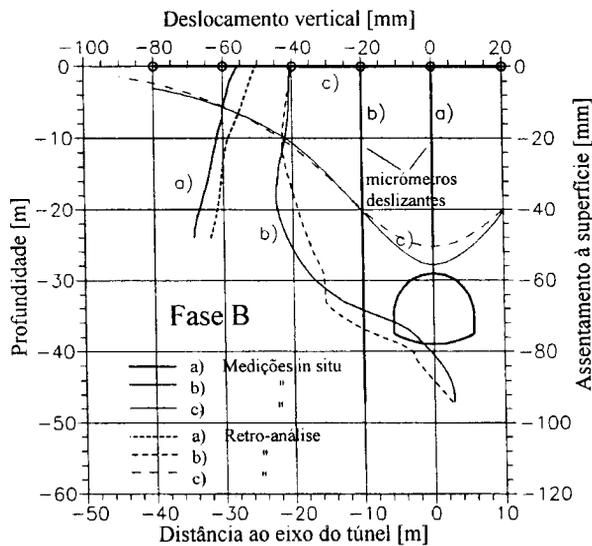


Fig. 12 - Comparação entre os assentamentos verticais medidos no fim da construção e os obtidos por análise elasto-plástica baseados no processo “original” de construção.

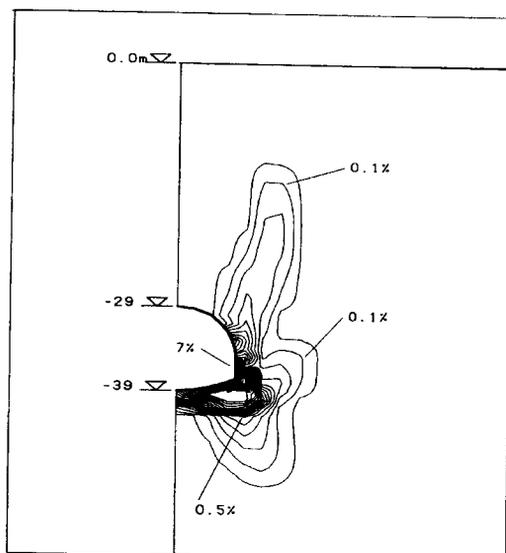


Fig. 13 - “Curvas de nível” do 2º invariante das extensões plásticas de desvio obtidas de uma análise elasto-plástica baseada no processo de construção “original” (linha de contorno min 0%; max 7%).

5.4 - Processo de construção modificado

As observações feitas durante a construção indicam que têm lugar apreciáveis assentamentos à superfície durante a escavação do túnel. Para reduzir estes assentamentos, com vista a melhorar o processos de escavação adoptado, foi sugerido que se aumentasse a capacidade de carga da fundação do arco de coroamento introduzindo colunas de “jet grouting” sub-verticais na base em adição às que se mostraram na Fig. 7.

Visto que esta provisão envolve um aumento de custos não desprezível, seria desejável verificar a sua eficiência antes de a adoptar no projecto real. Para esse propósito, adoptou-se o modelo não-linear de elementos finitos discutido nas secções anteriores para simular o processo de construção modificado e para avaliar a possível redução dos assentamentos à superfície.

O aumento mencionado da fundação do arco injectado por “jet grouting” pode facilmente ser tomado em consideração na análise por elementos finitos. De facto, é suficiente refinar a rede na ombreira do túnel e estender as características do solo injectado a um maior número de elementos, em relação aos que foram usados nos cálculos anteriores. Os outros aspectos da análise (por exemplo a sequência das etapas de escavação/carregamento, modelo do material, parâmetros dos materiais, etc.) permanecem inalterados.

A Fig. 14 mostra a zona plastificada no fim da escavação (fase B) através de “curvas de nível” da raiz quadrada do segundo invariante das extensões plásticas de desvio. A área “G” na Fig. 14 indica a zona injectada que representa a fundação modificada do arco superior.

Na Fig. 15 são comparados os deslocamentos verticais calculados para os processos de escavação original e modificado.

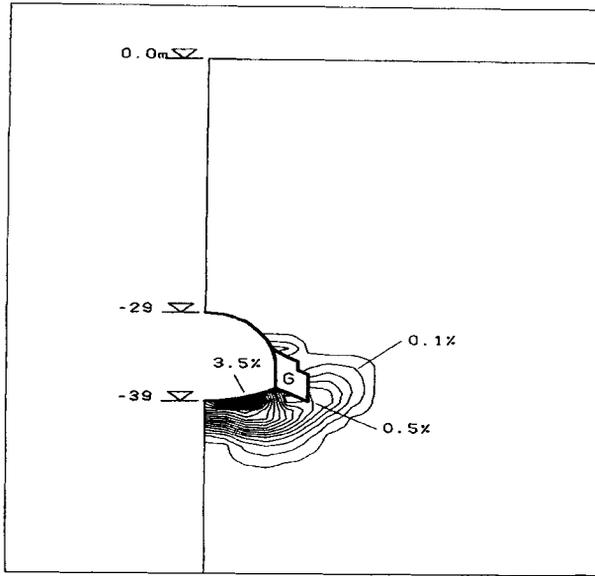


Fig. 14 - Zona plastificada no fim da escavação (fase B), através de "curvas de nível" da raiz quadrada do 2º invariante das extensões plásticas de desvio.

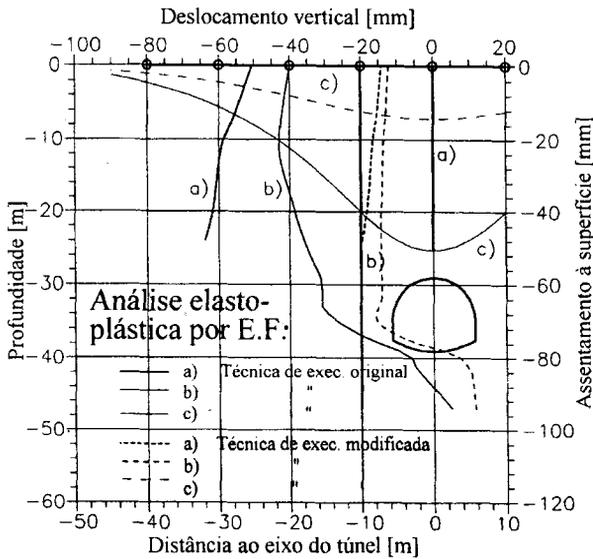


Fig. 15 - Comparação entre os deslocamentos verticais calculados na base das técnicas de escavação original e modificada.

Os resultados desta análise final indicam que a técnica de escavação modificada produz uma redução não desprezível da distribuição da deformação plástica no interior da areia (cf. Figs. 13 e 14) e dos deslocamentos verticais (cf. Fig. 15). Em particular o deslocamento máximo calculado à superfície no fim da escavação decresce de cerca de 5 cm para menos de 2

cm. Esta variação pode ser adoptada como um parâmetro para a avaliação quantitativa da razão de custo/benefício da técnica de escavação modificada.

6 - CONCLUSÕES

- 1- Os maciços terrosos de solos e rochas brandas são as formações geológicas que mais problemas põem na escavação de túneis. O reforço desses terrenos na frente da escavação faz-se muitas vezes com arcos de “jet grouting” em forma de “guarda-chuva”.
- 2- Para evitar acentuados assentamentos à superfície pode ser vantajoso reforçar as nascenças dos referidos arcos com colunas de “jet grouting” como aconteceu no exemplo apresentado.
- 3- Usando elementos finitos e uma técnica de retroanálise foi possível a determinação dos parâmetros de deformação e de resistência que levaram a uma aproximação razoável entre os assentamentos medidos e os calculados à superfície nas duas fases de construção.
- 4- Com os mesmos métodos foi ainda possível prever uma redução dos assentamentos no caso da técnica de construção modificada com reforço das nascenças dos arcos por “jet grouting”.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) (Programa PRAXIS). Agradece-se também ao Engenheiro Luís Neves que escreveu as legendas interiores das Figuras e à Engenheira Castorina que reproduziu as primeiras cinco Figuras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Clarke, Ian ed. *WT on site London water*. World Tunnelling, Oct. 1990.
- Ceppi, G.; Maggioni, F. e de Paoli, B. *Horizontal jet grouting as a temporary support for the "Monteolimpino 2" tunnel*. Proc. Int. Congr. on Progress and Innovation In Tunneling, Toronto, 1989.
- Cividini, A. e Gioda, G. *Finite element analysis of direct shear tests on stiff clays*. Int. J. Numer. Anal. Methods in Geomechanics, vol. 16, 1992.
- Fujita, K. *Special lecture B. Underground construction, tunnel, underground transportation*. 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Found. Engng., Rio Janeiro, vol. 4, pp 2159-2176, 1989.
- Gioda, G. *Some remarks on back analysis and characterization problems in geomechanics*. Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, 1985.
- Gioda, G. e Sakurai, S. *Back analysis procedures for the interpretation of field measurements in geomechanics*. Int. J. Numer. Anal. Methods in Geomechanics, vol. 11, pp. 555-583, 1987.
- Kovári, K. e Amstad, C. *Foundamental of deformation measurements*. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich., 1985.
- Kovári, K. , *Tunnelling in Squeezing Rock*, Tunnel 5/98, pp. 13-31, 1998.
- Kovári, K., Fechtig, R. e Amstad, C. *Experience with large diameter tunnel boring machine in Switzerland*, Options for Tunnelling 1993, H. Burger ed. 1993.

- Peck R. B. *Deep excavations and tunnelling in soft ground*, 7th Int. Conf. S. M. Foundations Engng, Mexico City, State-of-the-art vol., pp. 225-290, 1969.
- Sclosser, F. e Guilloux, A. *Exemples Français recents de tunnels dans des conditions difficiles*, Proc. 11th African Reg. Conf. Soil Mech. and Foundations Engng., vol. 1, pp. 56-84, 1995.
- Wong, R. C. K. e Kaiser, P. K. *Performance assessment of tunnels in cohesionless soils*. J.of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 117, No.12, pp.1880-1901, 1991.