

COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO EM SOLOS SAPROLÍTICOS

At rest coefficient of earth pressure in saprolitic soils from granite

A. Viana da Fonseca *

J. Almeida e Sousa **

RESUMO - As metodologias para avaliação do K_0 em solos naturais estão ainda longe de serem consideradas consagradas, com especial ênfase em solos residuais, sobre os quais há ainda uma gritante falta de experiência documentada. Este artigo dá um perspectiva sobre a experiência actual sobre este assunto, dando relevo aos resultados obtidos em alguns campos experimentais na zona metropolitana do Porto. A importância da definição dos valores deste parâmetro nos resultados obtidos a partir do uso de técnicas de cálculo numérico que recorrem a modelos constitutivos mais ou menos complexos é aqui ilustrada com retroanálises de um caso de obra, correspondente à abertura de um túnel superficial num maciço granítico meteorizado.

SYNOPSIS - The methodologies for evaluation of K_0 on natural soils are still far from being consecrated, with special emphasis on residual soils, where there is a strong lack of documented experience. This paper will give an insight on the up-to-date experience on this subject, giving emphasis to results obtained in some experimental sites in Porto's Metropolitan zone. The importance of the accuracy on the determination of these values for modeling underground works will be summarily illustrated with a comparison between numerical simulations and observations of real tunneling recent case history.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Âmbito

Os solos residuais (saprolíticos) de granito predominam em grandes áreas do Norte de Portugal, região onde se desenvolvem significativos empreendimentos de obras públicas e de construção civil em geral, com muito forte ênfase em trabalhos geotécnicos. De facto, assiste-se ao projecto e execução de um grande número de obras subterrâneas, que incluem escavações que demandam estruturas de contenção periférica e túneis (rodoviários e ferroviários). Um dos parâmetros fundamentais de que depende o comportamento deste tipo de estruturas é o estado de tensão pré-existente à escavação. É este estado de tensão, não só quanto ao valor absoluto das tensões, mas principalmente no que respeita à relação entre as tensões principais em repouso, reflectida no coeficiente de impulso, K_0 , que determina a redistribuição das tensões operada no maciço adjacente à escavação, logo, indirectamente, as deformações e os deslocamentos a esta associados.

Dependendo o estado de tensão em repouso de um dado depósito de numerosos factores, alguns deles de muito difícil ou mesmo impossível caracterização, como sejam os relacionados com os processos mecânicos e físico-químicos a que esses depósitos estiveram sujeitos quando da sua formação e após esta, um grande empirismo e fortes dúvidas subsistem na sua definição.

* Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

** Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC

Este artigo dará uma perspectiva actualizada sobre a experiência que vem sendo acumulada sobre este assunto, dando ênfase aos resultados obtidos em alguns campos experimentais da zona metropolitana do Porto. Várias metodologias experimentais foram usadas nestas campanhas, tais como: ensaios com o pressiómetro de Ménard (PMT), que requer a abertura prévia de um furo onde é posteriormente introduzido, ensaios com o pressiómetro autopercussor (SBPT), o qual faz a sua própria cavidade, ensaios com o dilatômetro plano (DMT), ensaios triaxiais sobre amostras de muito boa qualidade (classe 1) com controlo da deformação radial, e, mais recentemente, ensaios sísmicos com transmissão de ondas de corte em direcções distintas, tanto em campo (cross-hole e down-hole) como em laboratório (bender elements sob distintas direcções), que se vêm revelando muito promissores.

A importância da definição do estado de tensão em repouso será sumariamente ilustrada confrontando-se os resultados decorrentes de cálculos numéricos com os fornecidos pela instrumentação de uma obra real, correspondente à abertura de um túnel superficial num maciço granítico altamente meteorizado.

1.2 - Sobre o estado de tensão de repouso em solos residuais

O coeficiente de impulso em repouso, K_0 , é um parâmetro essencial à aplicação de métodos numéricos aos problemas de escavação e à definição laboratorial dos modelos reológicos utilizados para tentar explicar o comportamento dos terrenos, usualmente feita em ensaios de corte triaxial sobre amostras indeformadas que devem ser consolidadas para as tensões efectivas *in situ*.

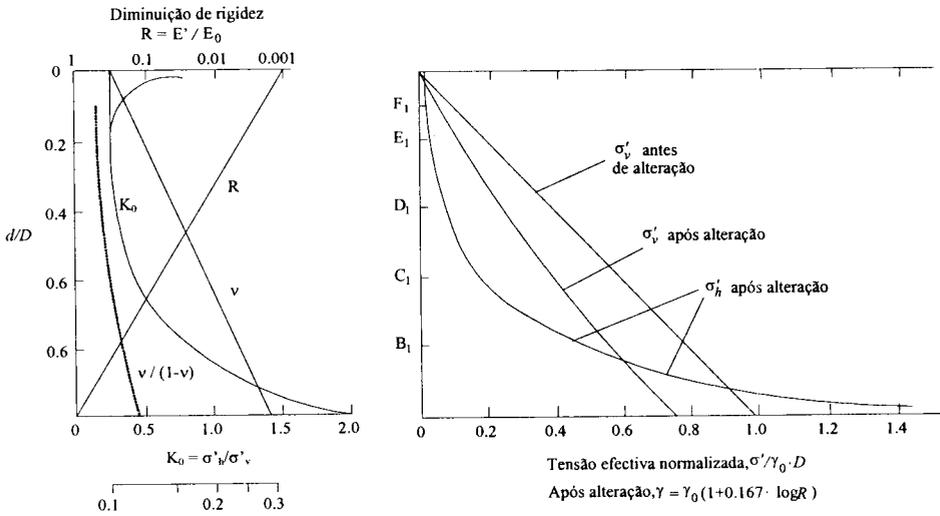
O valor de K_0 depende de um grande número de factores, tais como o tipo de solo, o índice de vazios, a história das tensões ou as características de resistência, sendo muitas das bem conhecidas propostas para a sua definição correlações com alguns destes factores, tomados como parâmetros índice. Como exemplo pode citar-se as propostas de Jaky (1944) para solos granulares, ou de Mayne e Kulhawy (1982), para solos finos com diferentes valores de OCR, ou as correlações com os resultados de ensaios com o cone-penetrómetro, tais como as de Houlsby e Hitchman (1988) ou de Kulhawy e Mayne (1990).

No caso dos solos residuais, estas propostas devem ser no entanto encaradas com muita reserva, como se provará, já que não é de esperar que alguns daqueles parâmetros índice sejam factores comportamentais determinantes, uma vez que não estão associados à génese destes geomateriais (Vaughan e Kwan, 1984, Vaughan *et al.*, 1988). É o caso, por exemplo, do grau de sobreconsolidação que não tem em solos residuais o mesmo significado que o atribuído em solos transportados. De facto, sendo o estado de tensão *in situ* e as propriedades mecânicas dos solos residuais altamente dependentes dos fenómenos geo-químicos e de outra índole que ocorrem durante o processo de alteração do maciço rochoso original, os seus valores serão mais determinados pela fábrica propriamente dita e a estrutura do que pela história das tensões.

O efeito do processo de alteração do maciço rochoso sobre o estado de tensão instalado foi discutido conceptualmente por Vaughan e Kwan (1984). Usando a teoria da elasticidade isotrópica (válida desde que se admita que alguma ligação estrutural entre as partículas se mantém), os autores concluíram que o processo de alteração (traduzido por uma redução do peso específico do material, do módulo de deformabilidade, E' , e do coeficiente de Poisson, ν') modifica progressivamente o estado de tensão instalado no maciço. Para reduções da rigidez superiores a duas ordens de grandeza, $R < 0,01$, a influência das tensões iniciais da rocha-mãe torna-se negligenciável e as tensões instaladas assumem valores exclusivamente dependentes da gravidade, podendo o K_0 ser definido pela condição de serem nulas as extensões horizontais, condição esta que num meio elástico é traduzida por:

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E'} \cdot (\sigma'_h - \nu' \cdot \sigma'_h - \nu' \cdot \sigma'_v) = 0 \Rightarrow K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \quad (1)$$

Sendo nos solos saprolíticos resultantes do processo de alteração os valores do coeficiente de Poisson em geral baixos, são de esperar valores baixos para K_0 . Na Fig. 1 reproduz-se um perfil esquemático de alteração, segundo os autores citados.



Nota: d/D é a profundidade relativa à espessura de todo o perfil de alteração (D) e B_1, C_1, D_1, E_1 e F_1 são diferentes graus de alteração

Fig. 1 - Tensões num perfil em alteração (adaptada de Vaughan e Kwan, 1984).

Nos termos descritos neste modelo, e com referência à Fig. 1, admite-se um valor inicial para o coeficiente de impulso em repouso de 2 e uma variação logarítmica com a profundidade do coeficiente de Poisson e de R .

Ainda de acordo com Vaughan e Kwan (1984), quando, acompanhando o processo de alteração, ocorre a erosão das camadas subjacentes, o valor de K_0 tende a ser superior ao limite acima indicado, sobretudo à superfície do terreno.

Outras causas que podem originar o aumento do coeficiente de impulso em repouso relativamente ao limite inferior indicado são:

- a destruição completa das ligações estruturais, verificando-se neste caso que o valor de K_0 se aproxima do fornecido pela conhecida proposta de Jaky (1944);
- a formação durante o processo de alteração, sobretudo nas fases iniciais, nas quais o módulo de deformabilidade volumétrica é mais elevado, de minerais argilosos expansivos a partir de outros relativamente inertes.

2 - AVALIAÇÃO DO K_0 POR MEIO DE ENSAIOS *IN SITU*

2.1 - Métodos

As tensões horizontais de repouso podem ser medidas por meio de ensaios *in situ* recorrendo a técnicas directas (passivas ou activas) ou indirectas (Clarke, 1996). Os inconvenientes de cada uma destas técnicas – mesmo considerando as metodologias mais avançadas e as teorias de interpretação mais elaboradas – estão inevitavelmente associados aos processos de instalação.

Surgiram recentemente algumas tendências de uso e interpretação dos ensaios de propagação directa de ondas sísmicas no interior dos maciços, especialmente entre furos de sondagens, como meios de derivação do estado de tensão de repouso (Jamiołkowski e Manassero, 1996). Vem-se postulando (Sully e Campanella, 1995; Fioravante *et al.*, 1998) que quando as ondas de corte, propagadas horizontalmente entre furos, são polarizadas verticalmente (impacto vertical num martelo gravítico clássico) ou horizontalmente (impacto horizontal ou, preferencialmente, rotacional) pode-se estimar o valor de K_0 recorrendo a leis de dependência do tensor de tensões principais em repouso com a rigidez elástica na respectiva direcção. No entanto, também se reconhece o obstáculo associado ao elevado valor de exponenciação na dependência de ordem “n” entre estes parâmetros, que lhe confere uma grande sensibilidade.

Por isso, se vem fazendo um grande investimento, nomeadamente na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, neste domínio das gestão das velocidades de propagação das ondas sísmicas para fins de determinação e aferição de parâmetros mecânicos de relevância em Geotecnia. No entanto, como muito ainda se encontra em desenvolvimento, não podemos deixar de manter a devida atenção à boa interpretação dos ensaios *in situ* correntes.

2.2 - Pressiómetro com pré-furação (PMT)

2.2.1 - Procedimentos e interpretações convencionais

A determinação do coeficiente de impulso em repouso com base em resultados de ensaios com o pressiómetro de Ménard sofre das limitações inerentes à pré-furação, que é responsável pela alteração do estado de tensão instalado no maciço. Baguelin *et al.* (1978) enfatizam esta ideia, salientando que não se deve confundir p_0 e p_{0M} (esta correspondente ao volume V_0 no início da linha recta pseudo-elástica), pois se há alguma lógica teórica na coincidência destas pressões, na prática a zona inicial é fracamente representada e largamente influenciada pelo procedimento da furação. A excepção a estas reservas só é verificada nos materiais rijos ou fortemente sobreconsolidados, pois nestes a perturbação é pequena e a eles estão associados muito mais pontos na definição inicial das curvas pressão *versus* variação volumétrica.

Na interpretação tradicional, a tensão total horizontal *in situ*, correspondente a p_0 , é definida na faixa de transição entre a fase de recompressão e a fase linear pseudo-elástica, supondo-se aí reposto o estado original de tensões. A influência do juízo do utilizador é grande pelo facto desta pressão ser obtida (muitas vezes graficamente) no ponto de transição do primeiro ramo da curva de fluência - instável - para a zona de instabilidade quase nula - fluência nula (Cassan, 1978).

Para contornar as sérias limitações de associar p_{0M} a p_0 , Cassan (1978) propôs um método de estimativa directa que consiste em, após a aplicação de uma pressão inicial superior ao valor “provável” de p_0 , isolar o circuito de água e suprimir a pressão de ar exterior. A deformação do solo mantém-se então constante, verificando-se um decréscimo da pressão da água no

manómetro até estabilizar no valor de p_0 , acrescida naturalmente da altura da água e diminuída da inércia da sonda. Esta metodologia tem, no entanto, o inconveniente de exigir tempos de execução muito altos.

2.2.2 - Resultados experimentais num maciço de solo saprolítico de granito do Porto

Em dois campos experimentais onde predominam solos saprolíticos de granito – um no Porto (Viana da Fonseca, 1996) e outro na Maia (Viana da Fonseca *et al.*, 2001) – efectuaram-se ensaios com o pressiómetro de Ménard. Os valores de K_0 definidos com base nos seus resultados foram sempre superiores a 0,60 e, incidentemente, superiores à unidade, valores estes manifestamente superiores aos assumidos pela experiência regional e aos resultantes de ensaios com o pressiómetro auto-perfurador.

Para além das óbvias razões associáveis à pré-furação, esta discrepância resulta também das características do equipamento que tornam inviável a utilização da metodologia referida para materiais com K_0 relativamente baixos, significativamente inferiores à unidade. Na realidade, atendendo a que, por definição:

$$p_0 = \bar{p}_0 + \gamma_w \cdot \bar{h} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} + \gamma_w \cdot h_w \quad (2)$$

sendo \bar{p}_0 a leitura manométrica no aparelho pressiométrico, \bar{h} a altura da água do ponto de ensaio até ao nível do depósito e h_w a altura piezométrica, virá:

$$K_0 = \frac{\bar{p}_0 + \gamma_w (\bar{h} - h_w)}{\sigma'_{v0}} \quad (3)$$

e admitindo, no extremo, que \bar{p}_0 será nulo e que o nível freático se encontra abaixo do ponto em análise ($\bar{h} = h + a$; h - profundidade do ponto de ensaio e a - altura do nível do reservatório até à superfície do terreno), obtém-se:

$$K_0 = \frac{\gamma_w (h + a)}{\gamma \cdot h} \quad (4)$$

daqui resultando, considerando $\gamma \cong 20 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_w \cong 10 \text{ kN/m}^3$:

$$K_0 = 1/2 + 1/2 \cdot a/h \quad (5)$$

pelo que, nestas circunstâncias, se torna inviável a determinação de valores de K_0 abaixo de 0,5.

2.3 - Pressiómetro auto-perfurador (SBPT)

2.3.1 – Descrição dos ensaios

No primeiro campo experimental acima referenciado (Viana da Fonseca, 1996), foram efectuados, a duas profundidades e em dois pontos em planta, ensaios com o pressiómetro

auto-perfurador de Cambridge, propriedade do LNEC. Dois dos ensaios foram realizados com tensão controlada e os outros dois com controlo de deformação.

A furação foi realizada continuamente, ou seja, não houve pré-furação até níveis próximos da cota de ensaio, por estarem envolvidas profundidades relativamente pequenas e se ter conseguido um bom rendimento no processo. Antes da introdução do torpedo foram feitas as verificações de fugas e estabilidade eléctrica e adoptaram-se os dados da calibração previamente realizada em laboratório (NF/DG/LNEC). A posição do desagregador dentro do anel cortante do extremo do torpedo é ajustada em função do tipo de solo. Assim, tratando-se de um maciço residual com algumas partículas grosseiras, optou-se por posicionar o desagregador o mais baixo possível, embora não abaixo da extremidade do anel cortante. Tendo sido observada criteriosamente a água de retorno, constatou-se que esta trazia, em suspensão, as partículas individualizadas, ou seja, sem blocos. Não houve também sinais de sobrefuração, como seja o afluxo da solução pelo exterior do torpedo, pelo que as velocidades de rotação do bisel e de avanço do torpedo adoptadas foram consideradas apropriadas.

Uma vez colocado o torpedo na posição de ensaio, a aplicação de carga foi automática, sendo a tensão ou a deformação controlada no tempo pelo sistema desenvolvido pela empresa “Cambridge *in situ*”, que assim também permite testar a sensibilidade do material à metodologia. Na Fig. 2 apresentam-se as curvas da pressão *versus* deformação cilíndrica obtidas.

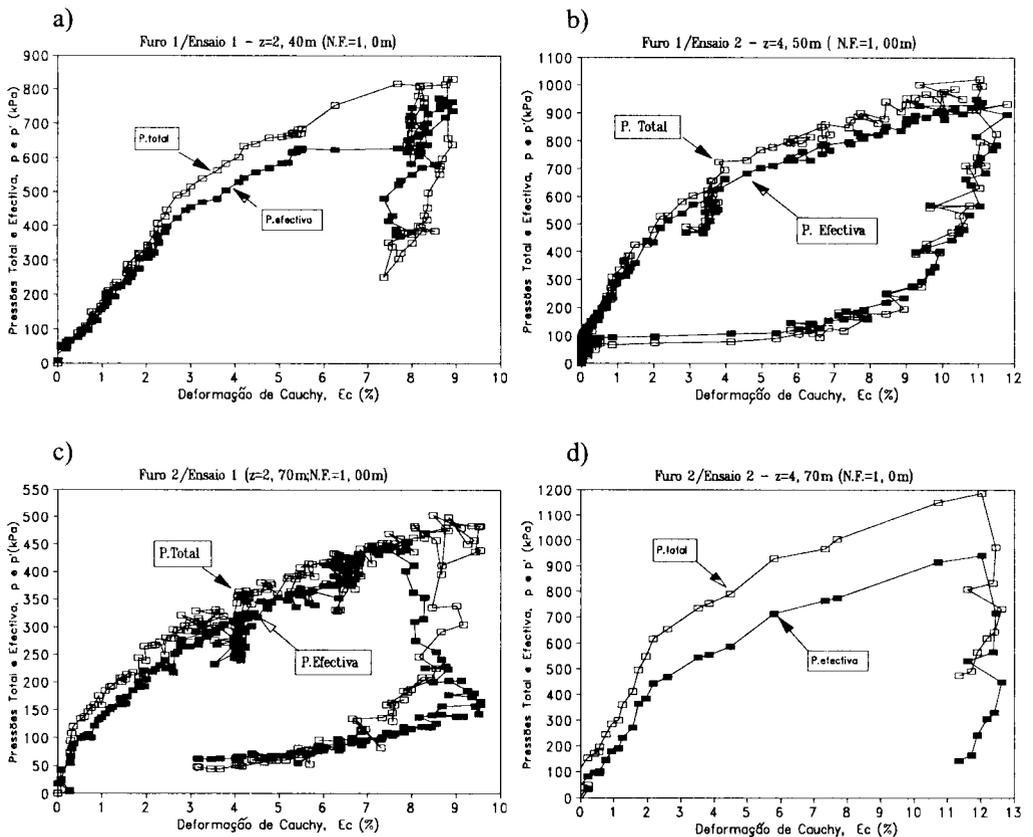


Fig. 2 - Curvas obtidas dos ensaios SBPT: a) 1A1; b) 102; c) 201; d) 2A2.

Como se pode constatar, os ensaios de tensão controlada (1A1, 2A2), mais rápidos globalmente por terem maiores cadências de deformação nas zonas de estabilização das tensões, não permitiram a realização de descargas em estágios mais baixos, inviabilizando um estudo comparativo entre os valores da rigidez em diferentes níveis deformacionais (estudo da perda da rigidez “pseudo-elástica” com a desestruturação induzida pela aplicação de novos estados de tensão-deformação). Pelo contrário, os ensaios com deformação controlada (102, 201) são passíveis de mais fácil intervenção no tempo e permitiram ciclos de descarga e recarga intermédios, o que viabiliza uma abordagem preliminar desta sensibilidade. Note-se ainda que estes últimos são ensaios mais lentos (de velocidade definida pela experiência do operador) o que os coloca ainda mais em condições de drenagem parcial.

2.3.2 - Coeficiente de impulso em repouso derivado dos ensaios SBPT

Uma das potencialidades deste ensaio é a possibilidade de se determinar com boa fiabilidade a tensão horizontal de repouso, logo os coeficientes de impulso em repouso do maciço.

Dos ensaios realizados (Viana da Fonseca, 1996), procurou-se avaliar a tensão horizontal de repouso pelo valor correspondente ao “lift-off”, ou seja, ao ponto para o qual o valor de deformação lido é efectivamente o de expansão da cavidade cilíndrica. Este ponto pode ser estimado a partir da curva pressão *versus* expansão cilíndrica ou pela leitura directa das extensões radiais nos três sensores a 120°.

Na Fig. 3 apresenta-se o pormenor das curvas de pressão *versus* deformação nos três sensores, obtidas num dos ensaios realizados (102- ver Figura 2).

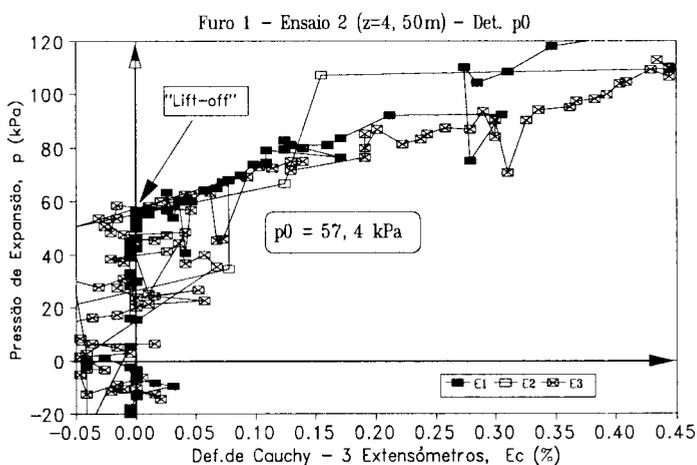


Fig. 3 – Exemplo de resposta inicial de curvas pressiométricas: sensores a 120°.

Em todos ensaios verificou-se uma certa convergência dos valores da pressão de início de expansão nos três extensómetros, o que traduz boa furação (integridade) e homogeneidade do próprio maciço. Os extensómetros que responderam mais cedo poderão ter envolvido bolsas enfraquecidas mas localizadas, pelo que se considerou a resposta de conjunto, linearizando-a pelos valores obtidos após estes trechos iniciais, provavelmente afectados por algum remeximento localizado.

No Quadro 1 apresenta-se um resumo dos valores da tensão total horizontal.

Na definição do coeficiente de impulso em repouso teve-se em conta o facto de a plataforma de ensaio ter sido escolhida após uma escavação geral do terreno natural, passando a superfície da cota 70 (correspondente, com grande probabilidade, à máxima cota já alguma vez atingida pela superfície do maciço alterado) para a cota média 66, a que corresponde (os níveis de águas mativeram-se estacionários), um alívio da tensão vertical geostática de cerca de: $\Delta\sigma'_v \cong \gamma\Delta h = 20 \times 4 = 80 \text{ kPa}$.

Quadro 1 - Tensão horizontal de repouso deduzidas da pressão de “lift-off” em ensaios SBPT.

Ensaio	Prof.(m)	$\sigma_{v0}(\text{kPa})$	$\sigma'_{v0}(\text{kPa})$	$p_0 = \sigma_{h0}(\text{kPa})$	$\sigma'_{h0}(\text{kPa})$
1A1	2,40	48,0	34,3	26,7	13,0
102	4,50	90,0	55,7	57,4	23,1
201	2,70	54,0	37,3	30,0	13,3
2A2	4,70	94,0	57,7	58,0	21,7

Nota: N.F. a 1,00 m de profundidade; $\gamma = 20\text{kN/m}^3$.

Segundo Rocha Filho (1985), nestas circunstâncias, e tendo em consideração o alívio de tensões verticais referido, o valor de K_0 deve ser definido por:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h(z) + \Delta\sigma'_h(e)}{\sigma'_v(z) + \Delta\sigma'_v} \quad (6)$$

sendo $\sigma'_h(z)$ e $\sigma'_v(z)$ os valores actuais das tensões efectivas de repouso, isto é, σ'_{h0} e σ'_{v0} (ver Quadro 1), $\Delta\sigma'_h(e)$ - o termo “e” corresponde à hipótese elástica - e $\Delta\sigma'_v$ os alívios de tensões efectivas horizontal e vertical, respectivamente, resultantes da escavação. O valor de $\Delta\sigma'_h(e)$ pode ser considerado igual a (Wroth, 1975):

$$\Delta\sigma'_h(e) = \frac{\nu'}{1-\nu'} \cdot \Delta\sigma'_v \quad (7)$$

Admitindo o acréscimo da tensão vertical efectiva atrás definido, o nível freático constante a 1,0 m de profundidade e considerando o coeficiente de Poisson elástico, determinado em ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, igual a 0,26, obtém-se:

$$\Delta\sigma'_h(e) = \frac{0,26}{1-0,26} \cdot \Delta\sigma'_v = 0,35 \times 80 = 28 \text{ kPa}$$

No Quadro 2 apresentam-se os valores de K_0 calculados pela expressão (6), a que corresponde um valor médio de 0,36.

Embora haja a percepção (infelizmente crescente) de que a hipótese de o pressiómetro autoperfurador ser instalado sem perturbação do terreno, nomeadamente do estado de tensão instalado, é pouco realista (vejam-se as considerações anteriores sobre o advento de propostas baseadas em técnicas sísmicas para o efeito da determinação de K_0), estes ensaios são ainda

presentemente considerados como aqueles que melhores possibilidades oferecem para a determinação do coeficiente de impulso em repouso (Clarke, 1996).

Quadro 2 - Valor de K_0 na condição de jazida “histórica” (antes da escavação de 4 m do terreno natural para a cota de construção).

Ensaio	$p'_0 = \sigma'_{h0} (kPa)$	$\sigma'_{v0} (kPa)$	$K_0 = \frac{\sigma'_{h0} + 28^{(*)}}{\sigma'_{v0} + 80}$
1A1	13,0	34,3	0,36
102	23,1	55,7	0,38
201	13,3	37,3	0,35
2A2	21,7	57,7	0,36
			$\overline{K_0} = 0,36$

(*) hipótese de relaxamento elástico da tensão horizontal com a escavação.

3 - AVALIAÇÃO DO K_0 POR MEIO DE ENSAIOS LABORATORIAIS

Viana da Fonseca (1996) realizou ensaios do tipo K_0 numa câmara triaxial “stress-path”, especialmente instrumentada com um anel de Bishop que integra um LVDT submersível para controlo das deformações radiais. Para tal usou amostras remoldadas e indeformadas provenientes de blocos (de muito boa qualidade – classe 1).

O valor de K_0 obtido na condição desestruturada foi praticamente constante e igual a 0,41, enquanto que na amostra indeformada se obtiveram valores de K_0 variáveis com o valor da tensão efectiva média, como se ilustra na Fig. 4, figura paradigmática da resposta evolutiva dos solos residuais.

Para os mais baixos valores da tensão média efectiva, a estrutura cimentada é preservada e os valores de K_0 são baixos e consonantes com os resultados obtidos nos ensaios como o pressiómetro autoperfurador (0,35-0,38). O aumento da tensão efectiva média, mesmo em condições unidimensionais de deformação, transporta o material de zonas de estrutura estável para zonas metaestáveis (Vaughan, 1985), passando posteriormente a um comportamento mecânico regido pela granulometria (desestruturado), com consequências no valor do K_0 que cresce até um valor máximo igual a 0,49 e, em seguida, decresce lentamente, tendo-se obtido um mínimo igual a 0,47 para a maior tensão média considerada. A transição de zona estável para a desestruturada parece ocorrer para tensões médias da ordem de 80 - 90 kPa, valor que, tendo presente o K_0 correspondente, concorda bastante bem com o da tensão de préconsolidação virtual obtido nos ensaios edométricos (Viana da Fonseca, 1996).

Note-se que o valor de K_0 para a condição granular é bem reproduzido pela clássica fórmula de Jaky (1944) considerando o valor do ângulo de atrito para uma condição crítica ($\phi'_{cv} = 32^\circ$, conforme ensaios específicos para determinação da Linha de Estados Críticos, descritos em Viana da Fonseca, 1996).

A terminar refira-se que na descarga final se constata que as razões σ'_h / σ'_v seguem a linha média correspondente à condição desestruturada, o que corrobora a ideia de que os valores mais baixos correspondentes às condições naturais se devem à estrutura cimentada interparticular e não a uma elasticidade do tipo granular.

Em abono destes conceitos, Sousa (2002) seguiu a mesma metodologia num solo saprolítico do granito regional, sito à Maia. As tendências aqui apresentadas foram confirmadas

em ensaios triaxiais K_0 , tendo o autor obtido valores muito baixos, à luz dos critérios para solos granulares, nas condições naturais do solo residual (amostras indeformadas sob tensões mais baixas do que o limiar elástico), e que aumentam para valores próximos da formulação de Jaki, na condição granular quando se perde a estrutura material em tensões induzidas mais elevadas.

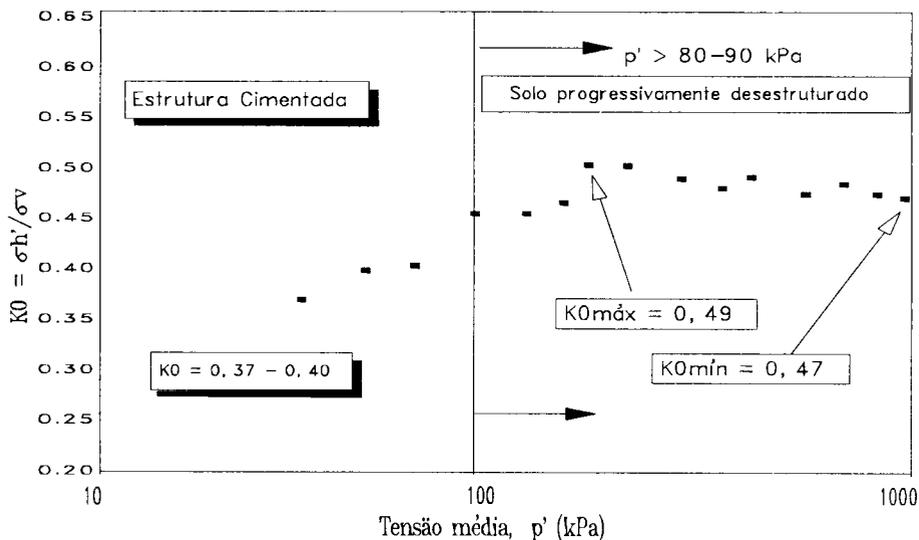


Fig. 4 - Valores de K_0 em função da tensão efectiva média obtidos no ensaio sobre amostra indeformada.

4 - ANÁLISES NUMÉRICAS

Para o acesso à ponte ferroviária S. João sobre o rio Douro foi necessária a abertura de um túnel com 250 m de comprimento num maciço granítico altamente meteorizado, sob uma zona antiga e densamente povoada da cidade de Gaia (Fig. 5).

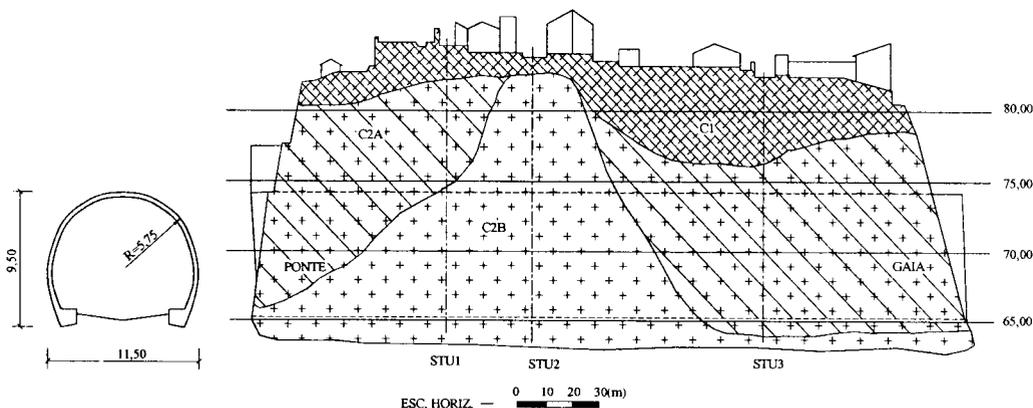


Fig. 5 - Perfil geotécnico do túnel da Serra do Pilar - secção longitudinal.

Como a figura ilustra, os trabalhos de prospecção realizados reconheceram a seguinte sequência estratigráfica:

- C1 – aterro heterogéneo argilo-siltoso, por vezes arenoso, com pedras de granito e migmatito e com espessura variável entre 1,5 e 6,0 m ($3 \leq N \leq 27$);
- C2A – granito arenizado e parcialmente caulinizado, medianamente compacto (W5-W6) ($20 \leq N \leq 60$);
- C2B – granito arenizado e parcialmente caulinizado, muito compacto (W4-W5) ($N > 60$).

A secção transversal do túnel foi escavada de forma parcelar ao abrigo de uma estrutura metálica provisória, como se mostra na Fig. 6. Os módulos desta estrutura, espaçados de 1 m na direcção longitudinal, eram constituídos por três aduelas apoiadas em quatro escoras de secção circular ôca. O revestimento definitivo, com uma espessura de 0,35 m, foi executado em betão moldado com um afastamento da frente de 8 a 12 m.

Para a observação do comportamento foram definidas as três secções principais de leitura indicadas na Fig. 5 – STU1, STU2, STU3 - com instalação de vários tipos de equipamento, que permitiram: i) a medição dos deslocamentos verticais de pontos localizados à superfície e em pontos situados cerca de 1,5 m acima da cota do tecto do túnel; ii) a medição dos deslocamentos horizontais de pontos situados nas laterais do túnel; iii) a medição de convergências e iv) a estimativa dos esforços axiais mobilizados nas colunas da estrutura de suporte provisória.

O comportamento observado na secção STU3 foi contrastante com o verificado nas outras duas, sendo muito maiores os movimentos nas proximidades daquela secção, como se ilustra na Fig. 7, onde são representados os perfis transversais dos assentamentos à superfície. Tal facto é justificado por o grau de alteração do maciço envolvente do túnel na secção STU3 (W5-W6) ser maior do que nas outras duas secções (W4-W5), a que corresponde, naturalmente, uma muito maior deformabilidade.

Na análise do comportamento da obra subterrânea aplicaram-se modelos numéricos e procurou-se definir o valor de K_0 por forma a que os resultados decorrentes dos cálculos numéricos conseguissem reproduzir com boa aproximação os fornecidos pela instrumentação.

Os cálculos foram efectuados admitindo condições de deformação plana, procurando introduzir-se o efeito da tridimensionalidade através de um procedimento derivado do método de convergência-confinamento. Para tal efeito, a escavação do túnel foi simulada em três fases. Na primeira fase procurou-se simular a deformação que ocorre adiante da frente de escavação, reduzindo-se uma parcela das forças iniciais instaladas no contorno de modo que o assentamento superficial sobre o eixo do túnel fornecido pelo cálculo iguale o observado no momento em que a frente de escavação atingiu a secção em estudo. Na fase seguinte procurou-se simular a deformação devida à escavação da própria secção, reduzindo-se outra parcela das forças iniciais de modo a fazer coincidir os valores numéricos dos esforços mobilizados nas colunas do suporte provisório com os fornecidos pela instrumentação. Na última fase do cálculo procurou-se simular a deformação que ocorre com o suporte já instalado, pelo que uma vez activados os elementos que o representam procedeu-se ao alívio da tensão necessária para se anularem a totalidade das forças inicialmente instaladas no contorno.

Para simular o comportamento mecânico das diferentes formações interessadas pela obra, foi empregue, entre outros, o modelo elastoplástico de Lade, tendo os respectivos parâmetros sido definidos através de ensaios de compressão isotrópica e de compressão triaxial efectuados sobre amostras colhidas em cada uma das três secções instrumentadas. Em relação a K_0 , começou por adoptar-se, sem base experimental, um valor igual a 0,5, que se julgou estar

relativamente próximo do limite superior do intervalo mais provável, tendo em conta as considerações a tal respeito de Vaughan e Kwan (1984).

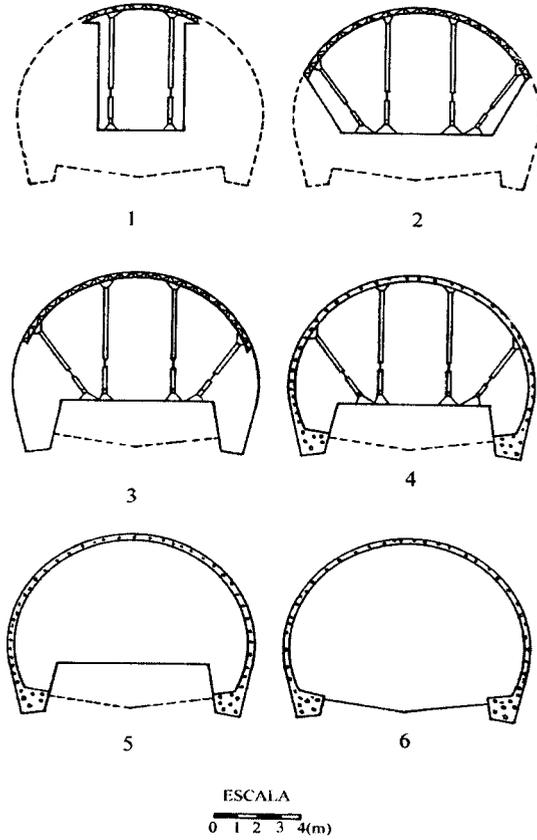


Fig. 6 – Principais fases do processo construtivo do túnel da Serra do Pilar.

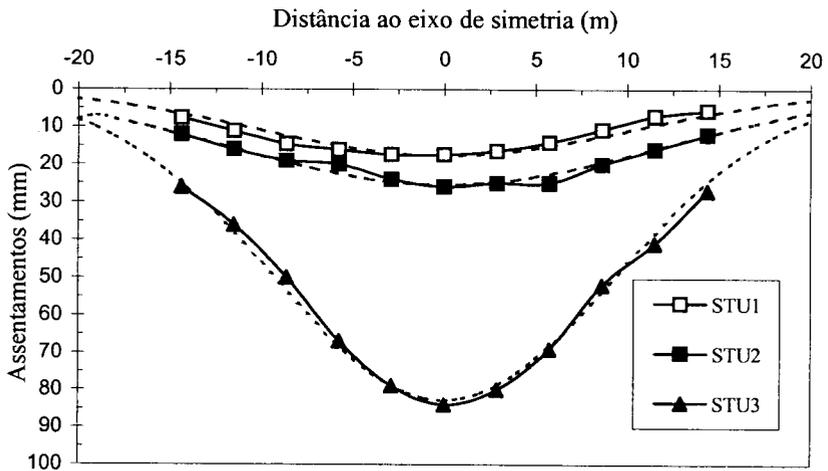


Fig. 7 – Túnel da Serra do Pilar – perfis transversais dos assentamentos superficiais.

Dos cálculos realizados, verificou-se que, ao contrário do que acontecia na seção STU3 (Fig. 8), nas seções STU1 e STU2 as discordâncias entre os resultados numéricos decorrentes dos diversos cálculos e o comportamento observado eram importantes, sobretudo no que dizia respeito aos deslocamentos horizontais de pontos localizados nas laterais do túnel.

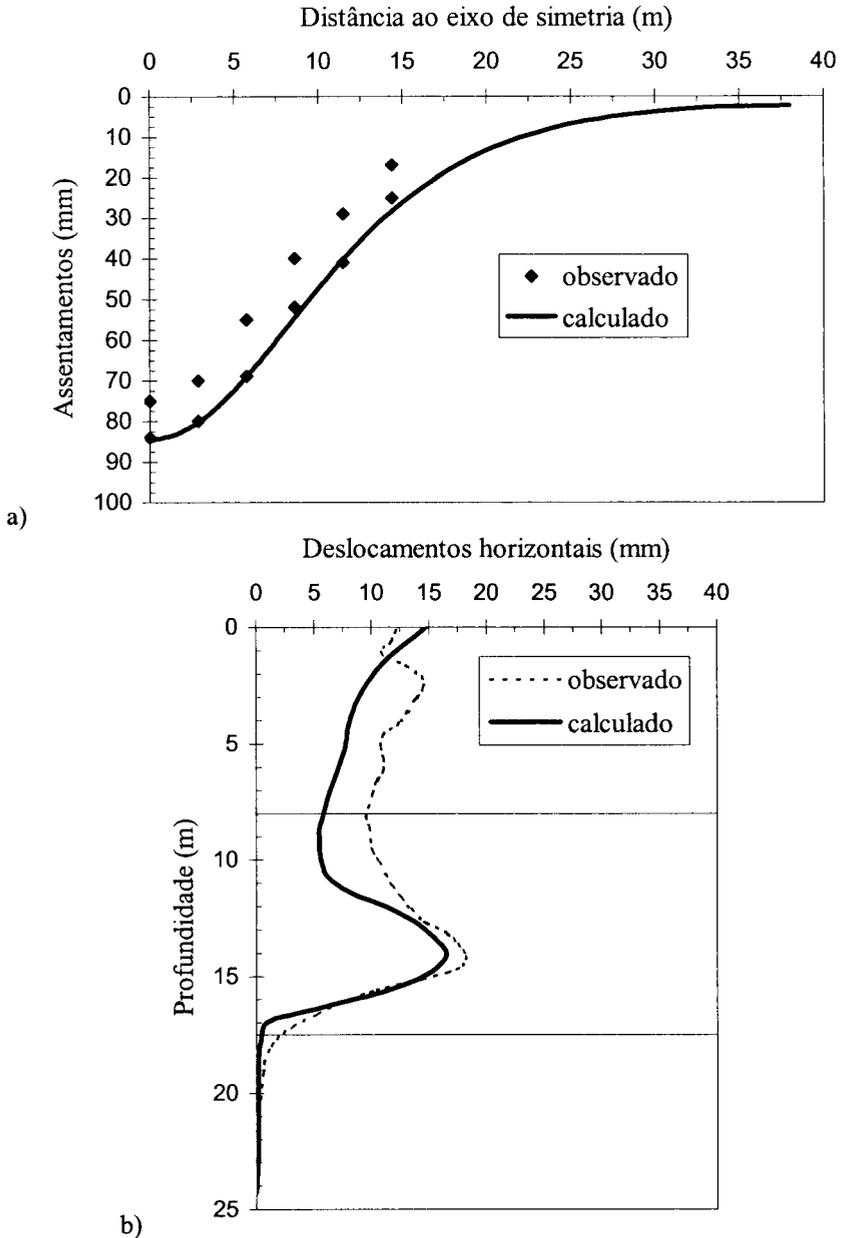


Fig. 8 - Comparação na seção STU3 entre movimentos observados e calculados: a) perfil transversal dos assentamentos superficiais; b) deslocamentos horizontais.

A análise daquelas discordâncias levou à consideração da hipótese de que um dos factores por isso responsável seria o valor adoptado (demasiado baixo) para o coeficiente de impulso em repouso do material menos alterado. Por tal facto, novos cálculos foram efectuados procedendo ao aumento progressivo de K_0 .

Como a Fig. 9 ilustra, os resultados dos cálculos efectuados tomando para K_0 um valor de 0,9 permitiram reproduzir com razoável aproximação o comportamento observado.

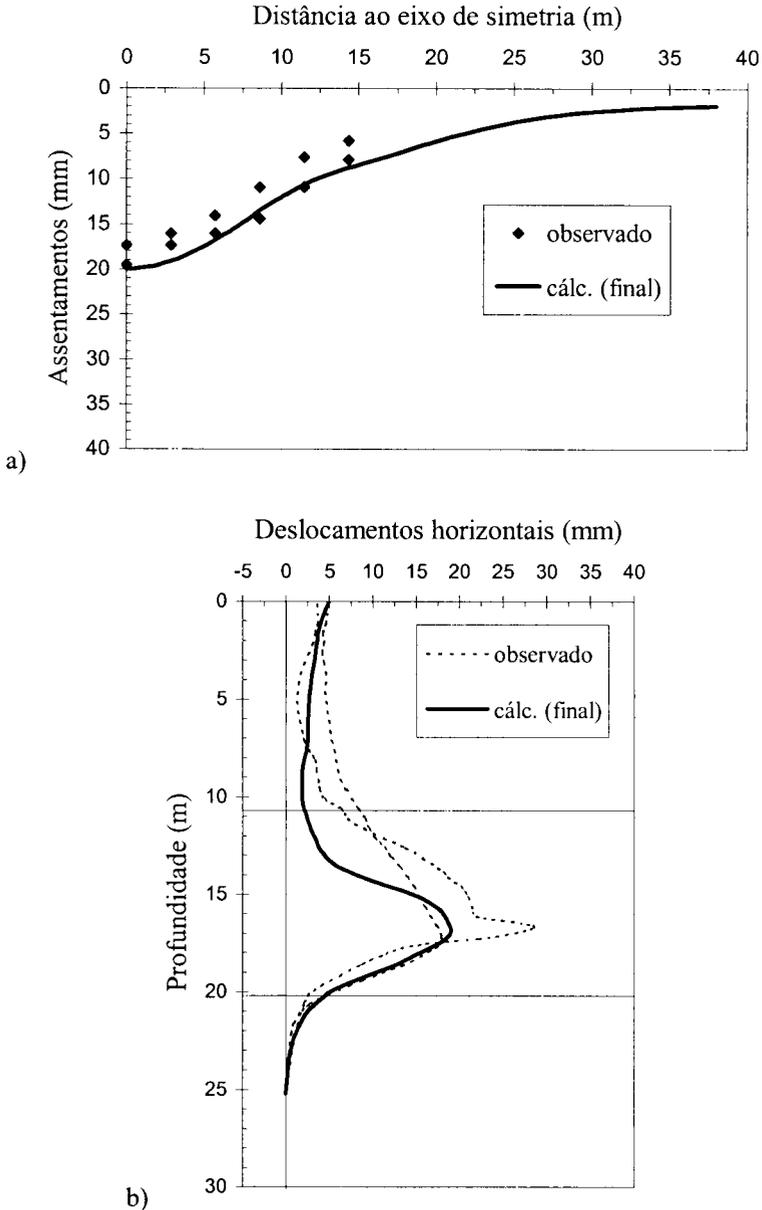


Fig. 9 - Comparação na secção *STUI* entre movimentos observados e calculados: a) perfil transversal dos assentamentos superficiais; b) deslocamentos horizontais.

5 - CONCLUSÕES

A avaliação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , em maciços resultantes da alteração de rochas graníticas, e outras, sofre de várias limitações experimentais, que explicam a incipiente “base de dados” nestes solos que dominam grandes manchas do planeta. Este facto torna-se ainda mais penoso pelo facto de o fenómeno que gera estes maciços não ser tão facilmente teorizável, quanto o é em solos granulares (formulação de Jaky nas areias) ou argilas normalmente consolidadas (formulações de Mayne e Kulhawy e outros), ou, mesmo sobreconsolidadas (Sivakumar *et al.*, 2002).

A experiência regional inferida de investigações experimentais sistematizadas em alguns perfis de alteração de granito, aponta para valores de K_0 manifestamente baixos em graus de alteração mais elevados (W6-W5, oscilando entre 0,35 e 0,50), mas crescendo para valores mais altos em graus de alteração menores. Estas evidências experimentais confirmam a interpretação estrutural que Vaughan e Kwan (1984) apresentaram como modelo de alteração de massas rochosas.

Retro-análises baseadas no Método de Elementos Finitos do comportamento de algumas secções instrumentadas de um túnel em construção, deram ênfase à importância da assumpção de hipóteses bem fundamentadas para o parâmetro K_0 e confirmaram de forma indelével as tendências experimentais acima referidas. Estes cálculos, quando baseados em modelos elasto-plásticos, exigem uma definição rigorosa dos valores de K_0 , dada a grande sensibilidade a este parâmetro. Consequentemente, o projecto e desenvolvimento das análises destas obras subterrâneas, exige um maior investimento nesta área, muito particularmente em maciços residuais que dominam muito largas áreas urbanas onde se constroem e construirão no futuro significativas obras subterrâneas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. *Comportamento de Túneis em Solos*. Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra, 1999.
- Almeida e Sousa, J.; Matos Fernandes, M. e Cardoso, A.S. *Utilization of the Lade plastic-elasticity model in numerical simulation of the driving of a railway tunnel*. *Applic. Computational Mech. in Geotech. Eng.*, pp. 293-310. A.A. Balkema, Rotterdam, 1997.
- Baguelin, F.; Jézéquel, J. F. e Shields, D. H. *The Pressuremeter and Foundation Engineering*. Trans Tech Publications. Clausthal, 1978.
- Cassan, M. *Les Essais In Situ en Mécanique des Sols. Tome 1: Realization et Interpretation*. Editions Eyrolles, Paris, 1978.
- Clarke, B. G. *Report on Session 4(b): pressuremeter, permeability and plate tests*. *Advances in Site Invest. Practice*: pp. 623-641. London: Thomas Telford, 1996.
- Fioravante, V.; Jamiolkowsyi, M.; Lo Presti, D. C. F; Manfredini, G. e Pedroni, S. *Assessment of coefficient of earth pressure at rest from shear wave velocity measurements*. *Géotechnique*, Vol.48, N°5, pp. 657-666, 1998.
- Jamiolkowski, M. e MANASSERO, N. *The role of in situ testing in geotechnical engineering - thoughts about the future*. *Advances in Site Investigation Practice*: pp. 929-951. London: Thomas Telford, 1996.
- Houlsby, G. T. e Hitchman, R. *Calibration chamber tests of a cone penetrometer in sand*. *Géotechnique*, Vol. 38, N° 1, pp. 39-44, 1988.
- Jaky, J. *The coefficient of earth pressure at rest*. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*. pp. 355-358, 1944.

- Kullhawy, F. K. e Mayne, P. W. *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Elect. Power Res Institute. EPRI, 1990.
- Lade, P. V. *Model and parameters for the elastic behaviour of soils*. 'Numerical Methods in Geomechanics'. Proc. NUMOG II, pp. 359-364. Ed. Swboda. A.A. Balkema, Rotterdam, 1988.
- Mayne, P. W. e Kullhawy, F. K. *K_0 - OCR relationship in soils*. Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Vol. 108, N° 6, pp. 851-872, 1982.
- Rocha Filho, P.; Antunes, F. S. e Falcão, M. F. G. *Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of a young gneissic residual soil*. Proc. 1st Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, Vol. 1, 281-294. Brasília: ABMS, 1985.
- Sivakumar, V.; Doram, I. G.; Graham, J. e Navaneethan, T. *Relationship between K_0 and overconsolidation ratio: a theoretical approach*. Géotechnique Vol.52, N° 3, pp. 225-230, 2002.
- Sousa, J. F. V. *Modelação de Ensaio de Carga considerando a variação da rigidez dos solos em profundidade: Parametrização recorrente de ensaios complementares in situ e em laboratório*. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2002.
- Sully, J. P. e Campanella, R. G. *Evaluation of in situ anisotropy from Cross-Hole and Down Hole Shear Wave Velocity Measurements*, Géotechnique Vol. 45, n° 2, pp 267-282, 1995.
- Vaughan, P. R. *Characterising the mechanical properties of in situ residual soils*. Proc. 2nd Int. Conf. on Geom. in Tropical Soil, Singapore, Vol. 2, 469-486, Rotterdam: Balkema, 1988.
- Vaughan, P. R. e Kwan, C. W. *Weathering, structure and in situ stress in residual soils*. Géotechnique Vol.34, N°1, pp. 43-59, 1984.
- Vaughan, P. R.; Maccarini, M. e Mokhtar, S. M. *Indexing the engineering properties of residual soils*. Quarterly J. of Eng. Geology Vol.21, pp. 69-84, 1988.
- Viana da Fonseca, A. *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de doutoramento Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1996.
- Viana da Fonseca, A. *Identifying the reserve of strength and stiffness characteristics due to cemented structure of a saprolitic soil from granite*. P. 2nd Int.Symp.Hard Soils-Soft Rocks. Naples Vol.1, pp. 361-372, Rotterdam, Balkema, 1998.
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S. e Martins, J. B. *Portuguese experience on geotechnical characterisation of residual soils from granite*. Proc. 13th Int. C. Soil Mec., New Delhi. Vol.1, pp. 377-380, Rotterdam, Balkema, 1994.