

Modelos de Previsão de Danos Devidos a Escavações Subterrâneas em Solos

Maurício Hiromi Yamaji e Roberto Kochen

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP

RESUMO: Escavações subterrâneas induzem, inevitavelmente, um alívio de tensões no maciço de solo circundante. Este, por sua vez, responde ao alívio de tensões na forma de deslocamentos superficiais e subsuperficiais. Em áreas intensamente urbanizadas, existem limites para as magnitudes destes recalques, com o intuito de não comprometer estruturas lindeiras (edificações, redes de serviço, etc). Objetivando-se avaliar os potenciais de danos a que estão sujeitas estas estruturas é analisado, no presente trabalho, um modelo de previsão de recalques e os efeitos destes. Além disso, é feita a aplicação do modelo para casos reais, utilizando-se dados de instrumentação publicados em trabalhos. Tópicos, pertinentes ao tema, são brevemente discutidos, visando descrever mecanismos que originam recalques e danos.

PALAVRAS-CHAVES: Escavação Subterrânea, Distorção Angular, Deformação Horizontal, Potencial de danos.

1 MECANISMOS QUE ORIGINAM RECALQUES NA SUPERFÍCIE

As perturbações causadas no entorno de uma escavação subterrânea desencadeiam deslocamentos através do maciço de solo e estes atingem a superfície.

Os volumes de perdas de solo (que ultrapassam o limite do perímetro teórico da escavação) que ocorrem, considerando-se um túnel em solo sendo executado com auxílio de um shield, são os seguintes (Attewell et al. 1986):

- Volume de perda de solo na frente da escavação (V_f);
- Volume de perda devido ao avanço do shield (V_b);
- Volume de perda pré-injeção (V_u);
- Volume de perda pós-injeção (V_g);

Outras perdas de solo que podem ocorrer, são condicionadas, principalmente, pelo método de avanço do shield. Na eventualidade de desalinhamento do shield no sentido vertical, temos as perdas denominadas V_p e, no sentido horizontal, V_y . A Figura 1 apresenta, de forma esquemática, a seção longitudinal de um shield e as zonas de perdas de solo tal como citado.

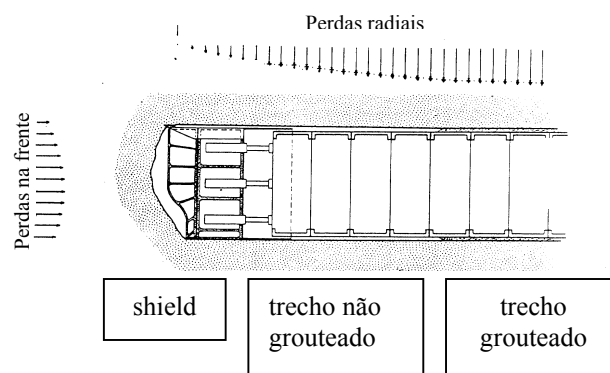


Figura 1. Perfil longitudinal esquemático de um shield e as zonas de perdas de solo

O volume de perda de solo total no entorno da escavação é a soma de todos os volumes citados anteriormente, ou seja:

$$V_t = V_f + V_b + V_p + V_y + V_u + V_g \quad (1)$$

A consequência visível, na superfície do terreno, da perda de solo, é a formação de uma depressão ou bacia de recalques.

De uma forma geral tem-se:

$$V_s = V_t + \Delta V \quad (2)$$

onde V_s = volume da bacia de recalques

ΔV pode ser negativo ou positivo, dependendo das condições de drenagem, se o solo comprime (argilas e areias fofas) ou expande (areias compactas) quando solicitado e do carreamento de solo (por exemplo devido aos sistemas de drenagem durante as obras)

2 DIFERENÇA DE COMPORTAMENTO QUANTO AOS MECANISMOS DE RECALQUES ENTRE SOLOS ARGILOSOS E ARENOSOS

Para os solos argilosos, exceto para aqueles com alta porosidade e compressibilidade, de uma forma geral, todas as perdas de solo no entorno da escavação se refletem em recalques na superfície, em outras palavras, existe deformação do maciço de solo sem variação de volume ($\Delta V = 0$). Já em solos granulares, para o caso de areias compactas, os volumes de subsidência (da bacia de recalques) são menores do que os das perdas no entorno da escavação (solos dilatantes). Nas areias fofas, ocorrerá um rearranjo das partículas do solo levando a volumes de subsidência maiores que os de perda de solo no entorno da escavação (solos contrácteis).

3 MODELO DE PREVISÃO DE RECALQUES

A bacia transversal de deslocamentos verticais, devida a escavação de túneis, pode ser aproximada por uma curva do tipo de Gauss:

$$S = S_{\max} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2.i^2}\right) \quad (3)$$

onde i = distância entre os pontos de inflexão da curva.

Diversos autores (Peck 1969, O'Reilly e New 1982, Attewell et al. 1986, Branco et al. 1990, Teixeira e Assis 1994) mostraram a adequabilidade desta modelagem para representar o perfil de recalques transversais baseados em resultados de instrumentações.

Integrando-se a fórmula (3), entre os limites de $-\infty$ à $+\infty$, obtemos o volume da bacia de

recalques estabilizados por unidade de comprimento (V_s). Assim temos:

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S.dy = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{\max} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2.i^2}\right).dy = \quad (4)$$

$$\sqrt{2\pi}.i.S_{\max} \approx 2,5.i.S_{\max}$$

Substituindo S_{\max} na fórmula (3) obtemos:

$$S = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi}.i} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2.i^2}\right) \quad (5)$$

A derivada primeira da expressão acima nos fornece a inclinação (distorção angular) da curva de recalques estabilizados:

$$\frac{dS}{dy} = -\frac{V_s.y}{\sqrt{2\pi}.i^3} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2.i^2}\right) \quad (6)$$

A Figura 2, apresenta a forma e as principais características do perfil de recalques transversais estabilizados.

Para se calcular os deslocamentos horizontais e os verticais para várias profundidades (deslocamentos subsuperficiais), assume-se que qualquer ponto no interior do maciço de solo se desloca ao longo de uma trajetória radial em direção ao eixo longitudinal do túnel e que não haja deformação volumétrica do solo (O'Reilly e New 1982). Assim, os deslocamentos devem, teoricamente, crescer linearmente com a profundidade, atingindo os valores máximos nas adjacências da escavação. Desta forma:

$$i_z = K.z \text{ e } H(y,z) = \frac{y}{z} \cdot S(y,z) \quad (7) \text{ e } (8)$$

Das equações expostas, pode-se obter as seguintes expressões válidas para qualquer ponto no interior do maciço para cálculo dos deslocamentos verticais e horizontais:

$$S(y,z) = S_{\max}(y,z) \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2.i_z^2}\right) = \quad (9)$$

$$\frac{V_s}{\sqrt{2.\pi.K.z}} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2.(K.z)^2}\right)$$

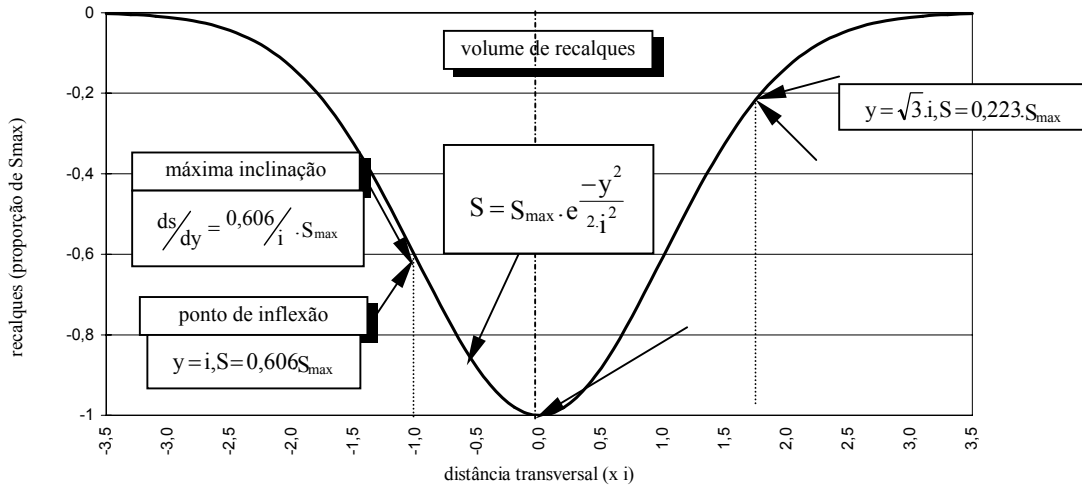


Figura 2. Perfil de recalques transversais estabilizados

$$H(y, z) = \frac{y}{z} \cdot S_{\max}(y, z) \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot i^2}\right) = \quad (10)$$

$$\frac{V_s \cdot y}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot K \cdot z^2} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot (K \cdot z)^2}\right)$$

e para cálculo das deformações do solo (ε_v e ε_h)

$$\varepsilon_v = \frac{dS(y, z)}{dz} = \frac{V_s}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot K \cdot z^2} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot (K \cdot z)^2}\right) \cdot \left(\frac{y^2}{(K \cdot z)^2} - 1\right) \quad (11)$$

$$\varepsilon_h = \frac{dH(y, z)}{dy} = \frac{V_s}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot K \cdot z^2} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot (K \cdot z)^2}\right) \cdot \left(1 - \frac{y^2}{(K \cdot z)^2}\right) \quad (12)$$

A estimativa do estado de deformações em qualquer ponto da superfície do terreno requer o conhecimento não só dos perfis de recalques transversais mas também dos longitudinais. As estruturas lindeiras às escavações, quando localizadas dentro do limite da bacia de recalques resultante, estão sujeitas a sofrer, também, esforços de torção.

A partir da premissa de que os recalques transversais podem ser representados por uma curva do tipo gaussiana (curva de probabilidade normal) segue que os longitudinais devem se ajustar a uma função do tipo probabilidade acumulada (Attewell e Woodman 1982 apud Attewell et al. 1986).

Assim, assumindo-se que as deformações ocorrem sem variações volumétricas, os

deslocamentos e deformações, para qualquer ponto do terreno com coordenadas genéricas x , y e z , podem ser calculados através das expressões:

$$S(x, y, z) = \frac{V_s}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot K \cdot z} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot (K \cdot z)^2}\right) \cdot \left[F\left(\frac{x-x_i}{K \cdot z}\right) - F\left(\frac{x-x_f}{K \cdot z}\right) \right] \quad (13)$$

$$H(x, y, z) = \frac{y}{z} \cdot S(x, y, z) \quad (14)$$

$$H(x, y, z) = \frac{V_s}{z \cdot 2 \cdot \pi} \cdot \left\{ \begin{array}{l} \exp\left[\frac{-(x-x_i)^2 - y^2}{2 \cdot (K \cdot z)^2}\right] \\ - \exp\left[\frac{-(x-x_f)^2 - y^2}{2 \cdot (K \cdot z)^2}\right] \end{array} \right\} \quad (15)$$

A função F representa a distribuição acumulada de uma função do tipo normal, ou seja,

$$F(a) = \int_{-\infty}^a \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}t^2} dt \quad (16)$$

Os valores de x_i e x_f são, respectivamente, as ordenadas iniciais e finais da face do túnel.

Para aplicação das expressões anteriores, assume-se que no ponto imediatamente acima

da face da escavação ($x = 0$) o deslocamento vertical vale 50% do valor máximo.

Os valores das distorções angulares β e das deformações horizontais (ε_h) também podem ser determinadas em qualquer ponto do terreno aplicando-se o mesmo conceito da probabilidade acumulada. Desta forma temos:

$$\beta = \frac{dS(x, y, z)}{dy} = -\frac{V_s \cdot y}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot (K \cdot z)^3}} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot (K \cdot z)^2}\right) \left[F\left(\frac{x-x_i}{K \cdot z}\right) - F\left(\frac{x-x_f}{K \cdot z}\right) \right] \quad (17)$$

$$\varepsilon_h = \frac{dH(x, y, z)}{dy} = \frac{V_s}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot K \cdot z^2}} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot (K \cdot z)^2}\right) \left(1 - \frac{y^2}{(K \cdot z)^2} \right) \left[F\left(\frac{x-x_i}{K \cdot z}\right) - F\left(\frac{x-x_f}{K \cdot z}\right) \right] \quad (18)$$

4 POTENCIAL DE DANOS EM EDIFICAÇÕES

Define-se como potencial de danos, os máximos efeitos que uma determinada edificação pode vir a sofrer em decorrência de uma solicitação. A avaliação do potencial de danos que uma estrutura está submetida, devido a uma escavação subterrânea, é feita através de critérios de danos.

Os critérios clássicos foram inicialmente desenvolvidos para estruturas que recalcam devido à ação de seu peso próprio (Skempton e Macdonald 1957). Nesses estudos, associou-se os danos, predominantemente, às distorções angulares

Para o caso de escavações subterrâneas, além das distorções angulares, ocorrem, quase que na mesma magnitude, deformações horizontais de tração.

Um critério que leve em conta tanto deformações horizontais como distorções angulares é apresentado na Figura 3 (Boscardin e Cording 1989). Trata-se de um critério geral que leva em conta as distorções angulares e as deformações horizontais do solo. As curvas que delimitam as faixas de classificação dos danos foram obtidas através da análise de uma

estrutura com geometria tal que resulte nas máximas deformações de tração, quando submetida ao cisalhamento e à extensão lateral. Foi simulada uma estrutura tipo viga-parede, bi-apoiada, com propriedades elásticas compatíveis com as paredes de alvenaria e relação comprimento/altura (L / H) igual a 1. Cada curva representa um dado valor de deformação de tração crítica correspondente às máximas deformações de tração na viga devidas à ação combinada de cisalhamento e extensão lateral.

5 APLICAÇÃO A CASOS REAIS

A modelagem apresentada foi aplicada utilizando-se resultados de instrumentações publicados para o caso do Túnel Experimental de Heathrow (Deane e Bassett 1995) e do Metrô de Brasília (Teixeira e Assis 1994). Particularmente, foram analisadas as seqüências construtivas TIPO 1 e TIPO 3, do Túnel de Heathrow, e a seção instrumentada S4294, do Metrô de Brasília. A Tabela 1 resume os principais resultados das instrumentações realizadas:

Tabela 1. Resumo dos resultados de instrumentações

Caso	S (m2)	δ_{max} (mm)	V_s (%)	i (m)	z (m)
TIPO1	52	28	1,13	8,4	19
TIPO3	52	40	1,33	7,0	19
S4294	64	164	4,58	7,5	16

As seqüências construtivas adotadas para os casos do Túnel Experimental de Heathrow, são apresentadas na Figura 4. A adotada para o caso do Metrô de Brasília, foi com avanço em seção plena, revestindo-se a calota e fechando-se o arco invertido definitivo a uma distância de 4,80 a 7,80 m da face.

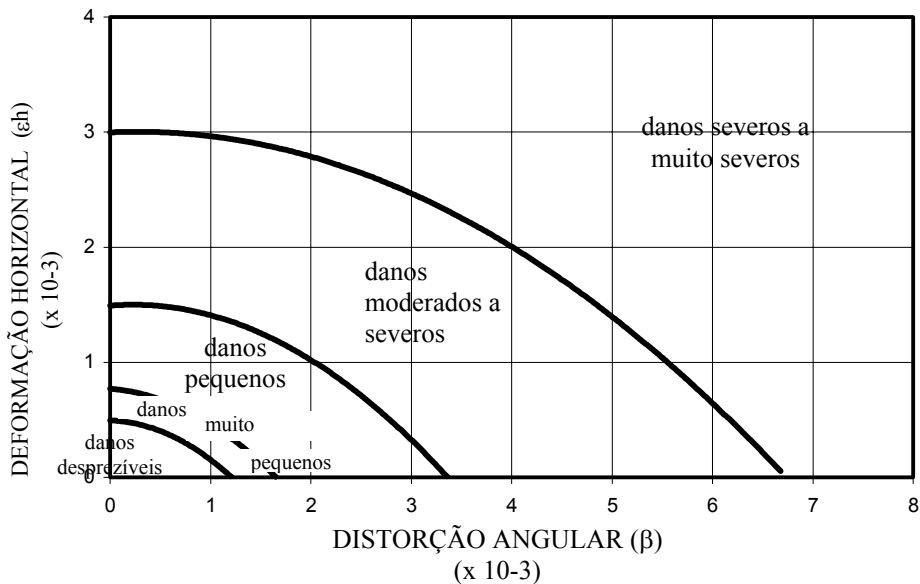


Figura 3. Critério de Danos (Boscardin e Cording 1989)

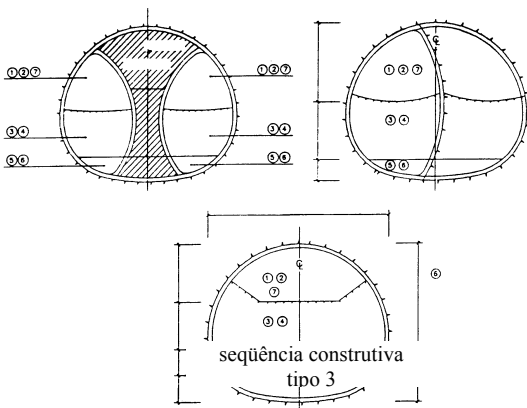


Figura 4. Seqüências construtivas do Túnel Experimental de Heathrow

As Figuras 5 a 6 apresentam os resultados obtidos na modelagem. Para obtenção das mesmas foi utilizada uma planilha eletrônica e as expressões apresentadas anteriormente.

6. RESULTADOS OBTIDOS

Os seguintes resultados podem ser destacados a partir dos gráficos:

- Os máximos valores de distorções angulares, nos casos das seqüências construtivas TIPO 1 e TIPO 3, foram, em valores absolutos, na faixa de 1/1000 a 1/500

e 1/500 a 1/333, respectivamente. No caso do Metrô de Brasília na faixa de 1/100 a 1/67;

- Os valores máximos de deformações horizontais de tração situam-se, para as seqüências TIPO 1 e TIPO 3, entre 5×10^{-4} a $1,0 \times 10^{-3}$ sendo que para a TIPO 3 esta faixa é relativamente mais larga. Para o caso do Metrô de Brasília, obteve-se um valor de deformação horizontal de tração máxima igual a $2,5 \times 10^{-3}$ a $5,0 \times 10^{-3}$;
 - O mapeamento das faixas de danos sugere que os potenciais de danos máximos induzidos no caso do Túnel Experimental de Heathrow situam-se na faixa de “pequenos” e para o caso do Metrô de Brasília “severos a muito severos”.
- Com base nos resultados das instrumentações relatados (Teixeira e Assis 1994, Deane e Bassett 1995) e neste trabalho modelados, as seguintes interpretações podem ser feitas:
- As magnitudes de recalques superficiais e subsuperficiais induzidos e suas grandezas derivadas, são condicionados pela seqüência construtiva adotada. No caso do Túnel Experimental de Heathrow, todos os parâmetros que influenciam os recalques (tipo de maciço, geometria e traçado do túnel,

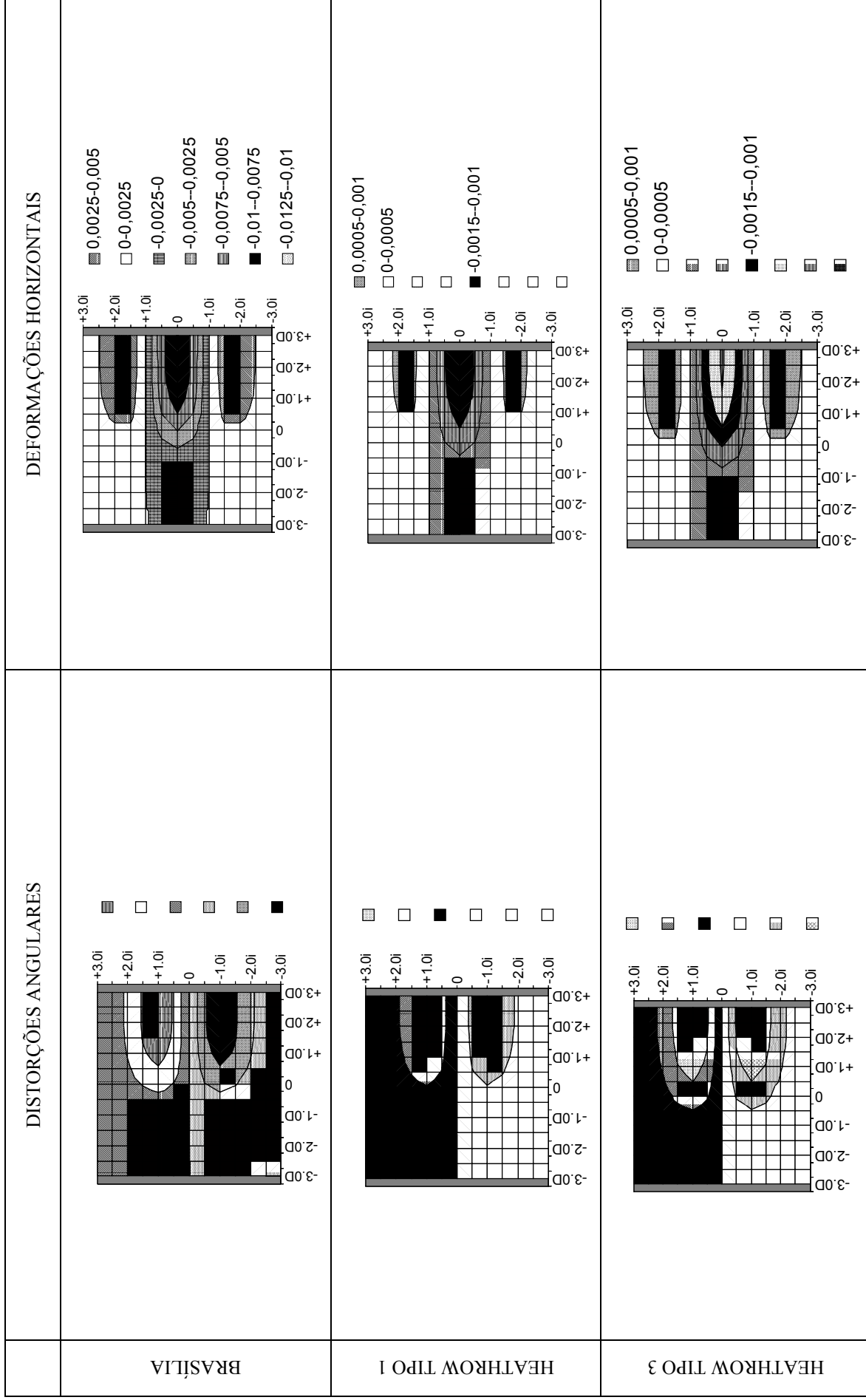
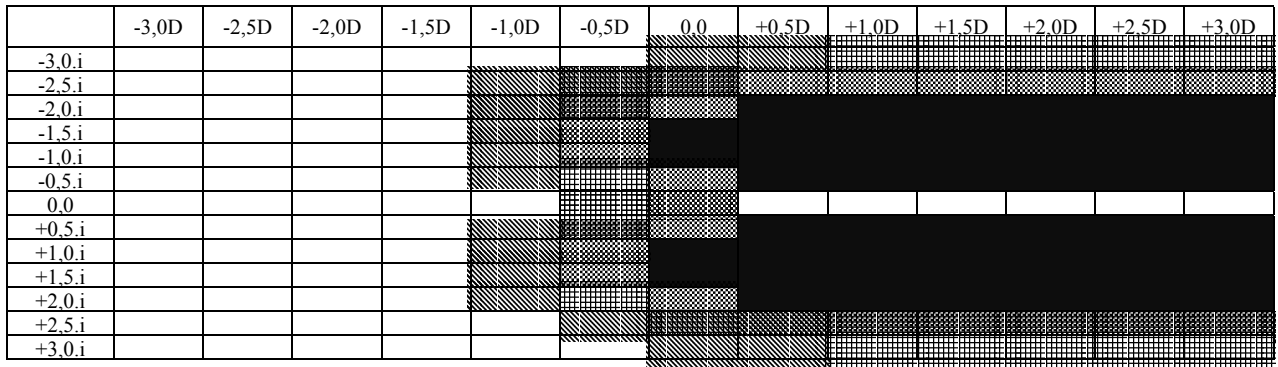
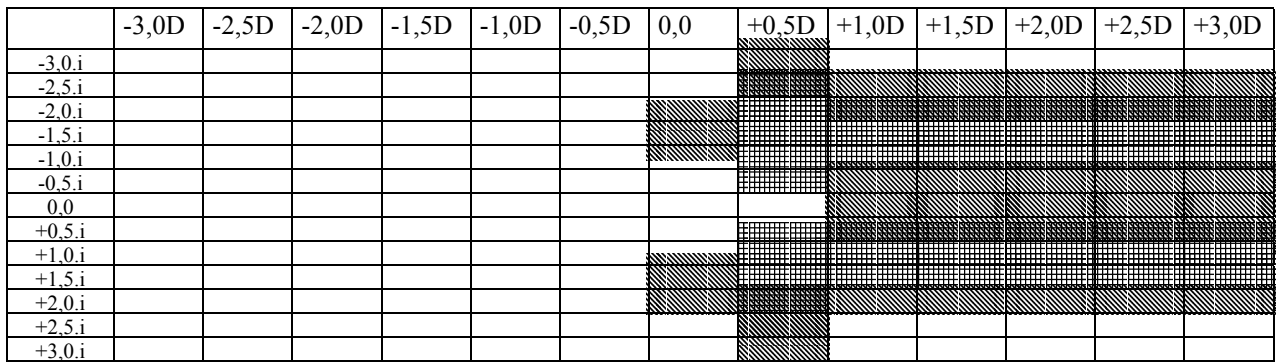


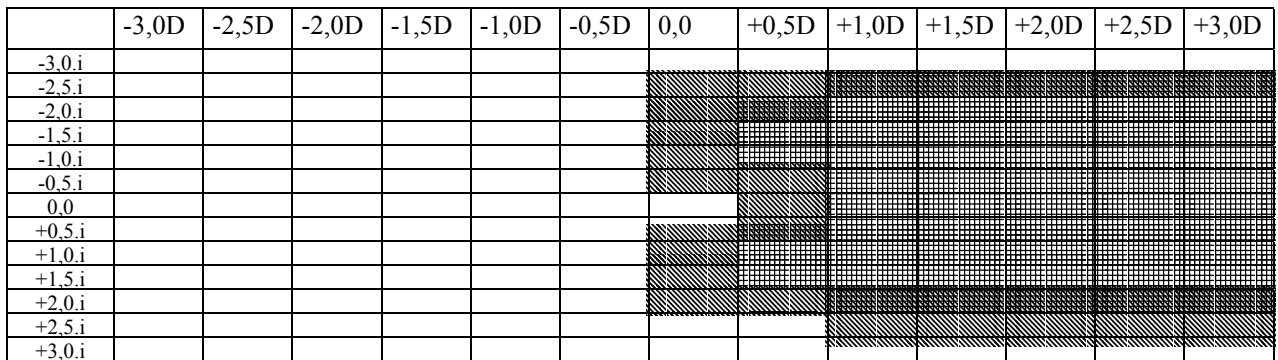
FIGURA 5. Distorções angulares e deformações horizontais



Metrô de Brasília – Seção Instrumentada 4294



Túnel Experimental de Heathrow – TIPO 1



Túnel Experimental de Heathrow – TIPO 1



Figura 6. Mapeamento das faixas de danos

tipo de revestimento), foram iguais, para cada seqüência. Tal fato subsidia esta interpretação;

- O fato de a seqüência construtiva TIPO 3 ter resultado em recalques maiores que as TIPO 1, pode estar relacionado com o atraso da execução do arco invertido

definitivo. Isto pode ser explicado se imaginarmos que, sem a execução do arco invertido definitivo, o revestimento do túnel não trabalha como um “tubo fechado” e, desta forma, existem fontes de perdas de solo tais como por convergência das paredes laterais e pelo piso do túnel;

- Os níveis de recalques induzidos e suas grandezas derivadas, para o caso do Metrô de Brasília, são significativamente maiores do que os do caso do Túnel Experimental de Heathrow. Atribui-se tal fato às propriedades de alta compressibilidade das argilas porosas de Brasília e sua estrutura de partículas cimentadas susceptíveis de quebra nas ligações por efeito das deformações induzidas pela escavação do túnel, acentuando e concentrando recalques sobre a seção de escavação;
- Conseqüentemente, os potenciais de danos induzidos também foram significativamente maiores. Contudo, estes recalques não foram preocupantes em função da inexistência de estruturas sensíveis neste trecho (Teixeira e Assis 1994).

7. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS

O presente trabalho investigou aspectos relacionados aos recalques induzidos e os danos decorrentes devidos a escavações subterrâneas em solos. As principais conclusões e comentários encontram-se sumariadas a seguir:

- a) Escavações subterrâneas executadas em maciços porosos com alta compressibilidade, induzem a deslocamentos significativamente maiores do que outras executadas nas mesmas condições, porém em maciços sem porosidade. Desta forma, os potenciais de danos induzidos são também maiores;
- b) Apesar de se superestimar os valores das deformações e distorções estruturais, quando desprezamos o efeito da interação solo-estrutura, tal expediente é justificável se levarmos em conta as incertezas e imprevistos comuns em escavações subterrâneas;
- c) O procedimento utilizado determina as classes de danos em função das distorções angulares e deformações horizontais que ocorrem transversalmente ao eixo longitudinal da escavação. Os efeitos de

torções nas estruturas não são contemplados. Tais efeitos podem ocorrer conforme a frente de escavação avança e / ou dependendo da geometria, rigidez e locação em planta das edificações.

REFERÊNCIAS

- Attewell, P.B.; Yeates, J. e Selby, A.R. (1986) *Soil Movements Induced by Tunneling and their Effects on Pipelines and Structures*, London, Blackie, 325 p.
- Boscardin, M.D e Cording, E.J. (1989) Building Response to Excavation-Induced Settlement, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.115, n.1, p.1-21.
- Branco, Jr. P.; Negro, Jr. A. e Coutinho, P.T. (1990) Recalques de superfície, qualidade construtiva de túneis e danos em edificações, *SINGEO, Simpósio Sobre Instrumentação Geotécnica de Campo*, Rio de Janeiro, p.239-247.
- Deane, A.P. e Bassett, T.R.A. (1995) The Heathrow Express trial tunnel, *Proceedings of Institution of Civil Engineers*, Vol. 113, p.144-156.
- O'Reilly, M.P. e New, B.M. (1982) Settlements Above Tunnels in the United Kingdom - Their Magnitude and Prediction, *Tunneling'82 Symposium - Institution of Mining and Metallurgy*, London, p.173-181.
- Peck, R.B. (1969) Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, Vol. special volume, p.225-290.
- Skempton, A.W. e Macdonald, D. H.(1956) The Allowable Settlements of Buildings, *Proceedings of Institution of Civil Engineers*, Part III, 5, p. 727 – 784.
- Teixeira, A.S.N. e Assis, A.P. (1994) Previsão da Bacia de Recalques de Túneis em Solos Porosos Colapsíveis, *3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas*, Brasília, p.317-333.