

ENSAIOS SÍSMICOS ENTRE FUROS (“CROSS-HOLE”, CH)

Considerações gerais

O ensaio sísmico entre furos consiste na determinação das velocidades de propagação das ondas S (de corte) e P (de compressão) entre dois pontos, previamente abertos em profundidade. A distância entre os dois pontos de emissão e de recepção é em regra de 5 m, sendo vantajoso decrescê-la (particularmente em solos potencialmente heterogêneos).

Quanto à emissão da solicitação dinâmica **pode-se optar por explosivos ou**, nos casos em que a proximidade dos furos é pequena e o ruído ambiente não é significativo, **por golpes de um martelo sísmico em queda livre** sobre o batente à cota pré-definida de emissão. A recepção das ondas elásticas pode ser feita em vários pontos a partir do mesmo emissor e é registada, actualmente, em aparelhos com aquisição automática, o que facilita consideravelmente o trabalho de interpretação. **Hoje aconselha-se fazer a leitura entre dois furos alinhados com o do emissor, lendo-se a velocidade de propagação entre duas fontes de recepção e eliminando, assim, a perturbação ou ruído do local de emissão.**

Módulo de distorção máximo, G_0

As ondas “S” correspondem a movimentos transversais das partículas do meio em relação à direcção de propagação de onda elástica. O nível de deformações por corte a que o solo é sujeito com este tipo de solicitação é estimado entre 10^{-6} a 10^{-5} , para o qual se pode admitir comportamento elástico linear. Da sua velocidade de propagação deduz-se o módulo de distorção (ou de elasticidade transversal, G_0 ou $G_{\max}$) a partir de:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

com ρ a massa volúmica e V_s a velocidade de propagação de ondas “S” (m/s).

*Do mesmo modo se poderia, partindo das velocidades das ondas de compressão, V_p , chegar aos valores elásticos do **coeficiente de Poisson**.*

O módulo G_0 assim determinado constitui referência fundamental para a definição integral das leis constitutivas (não lineares) de materiais solicitados ao corte, desde os níveis de deformação mais baixos ($\gamma = 10^{-6}$), aos mais altos envolvidos em fundações correntes solicitadas estaticamente.

O desenvolvimento das equações gerais de tensão deformação (em particular, a variação de G com γ) deve ter origem naquele valor máximo.

Correlações semi-empíricas com outros parâmetros

Nos materiais granulares (areias de diferentes tipologias) tem-se constatado que os factores determinantes nos valores de G_0 são o índice de vazios, e_0 , e a tensão normal média efectiva de repouso, p'_0 (Ishihara, 1982). A título de exemplo, apresenta-se a já clássica expressão de **Iwasaki e Tatsuoka (1977)**, que só vem sendo adaptada com novos valores dos coeficientes desde a sua versão original:

$$G_0 = A(\gamma_a) \cdot B \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'_0)^{m(\gamma_a)}$$

em que

γ_a é a amplitude de distorção de referência (considerada igual a 10^{-6});

m um expoente determinado empiricamente, com valor aproximado de 0,4;

A e B são constantes que dependem da granulometria dos solo:

- areias limpas (*reconstituídas*): $A = 166000$; $B = 0,4$;
- areias aluviais naturais (*cimentadas e antigas*): $A = 7900 - 14300$; $B = 0,4$;
- areias naturais com finos ($> 50\%$): $A = 2360 - 3090$; $B = 0,6$.

Constata-se que o módulo para muito baixos níveis de deformação, é mais favorável para o estabelecimento de correlações entre parâmetros de ensaios *in situ* dada a sua estabilidade em relação ao nível de carregamento. Os mesmos factores de estado que condicionam os valores de G_0 são-no daqueles, pelo que as correlações entre eles se apresentam mais fiáveis.

Das propostas de correlação entre os valores de G_0 e de parâmetros simples de ensaios de penetração (com o $N_{60,SPT}$), salienta-se a de Ohta e Goto (1978) adaptada por Seed et al. (1984, 1986):

$$V_s^{SPT} / V_s^{CH} = \alpha$$

sendo V_s^{CH} a velocidade das ondas de corte medidas no “*cross-hole*” (m/s) e V_s^{SPT} a velocidade das ondas de corte modificada (m/s), que, segundo Seed et al. (1986), se expressa por:

$$V_s^{SPT} = C \cdot (N_{60})^{0,17} \cdot z^{0,193} \cdot f_a \cdot f_b \text{ (m/s)}$$

em que z é a profundidade de execução de ensaio (em metros), C uma constante (= 53,5) e f_a e f_b , constantes que são função da granulometria e da idade do maciço (Quadro).

Factores de granulometria e de idade para avaliação de V_s^{SPT} (Seed et al., 1986).

Grão	argila	areia fina	areia média	areia grossa	areia e cascalho	cascalho
f_b	1	1,09	1,07	1,14	1,15	1,45
Idade	Holoceno			Plioceno		
f_a	1,00			1,30		

O valor de α encontrado pelos autores proponentes (Ohta e Goto, 1978) em areias limpas, é próximo da unidade. Mais recentemente, Jamiolkowski e Robertson (1988) apresentaram outros valores para depósitos naturais (Quadro).

Valores de α ($=V_s^{SPT} / V_s^{CH}$) para depósitos naturais (Jamiolkowski e Robertson, 1988).

Tipo de solo e depósito	$V_s^{\text{SPT}} / V_s^{\text{CH}} (= \alpha)$
Areia fina a média (holoceno)	$0,84 \pm 0,06$
Areia cascalhosa (holoceno)	$0,92 \pm 0,11$
Areia cascalhosa (baixo holoceno)	$0,84 \pm 0,14$
Cascalho e areia (holoceno-plioceno)	$0,60 \pm 0,14$

Algumas destas correlações que têm em consideração factores como o tipo de solo, granulometria e idade (a tensão de repouso é igualmente tida em conta nos parâmetros G_0 e N_{SPT}), foram analisados estatisticamente por Sykura e Koester (1988), tendo estes autores **concluído que não há melhoria substancial de reprodutibilidade dos valores medidos em relação às mais simples do tipo:**

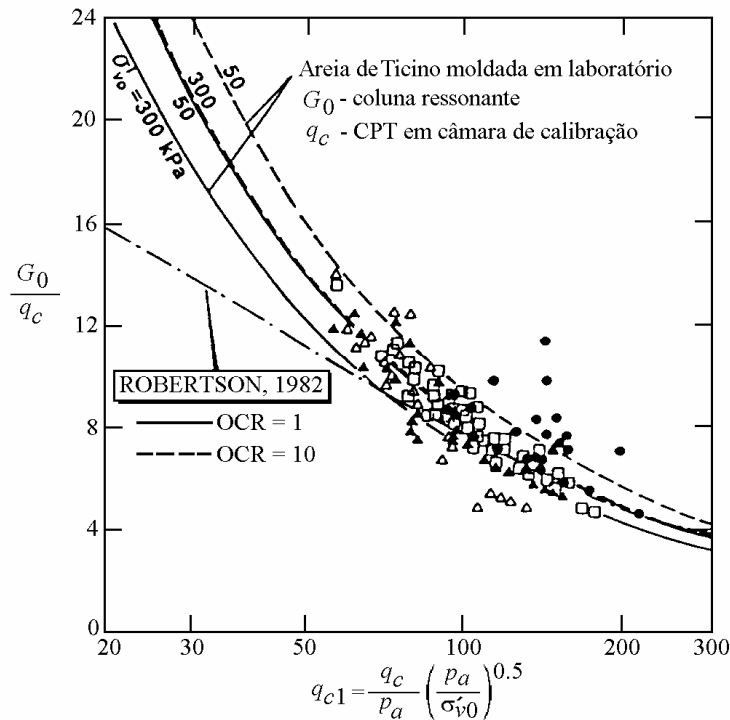
$$G_0 \text{ (MPa)} = C \cdot N_{\text{SPT}}^n$$

Resumem-se no Quadro algumas das mais consagradas referências.

Parâmetros de correlação entre G_0 e $N_{60}(\text{SPT})$ a segundo a expressão: $G_0 \text{ (MPa)} = C \cdot N_{\text{SPT}}^n$

C	n	Referência
10,4	0,8	Ohsaki e Iwasaki (1973)
13,1	0,7	Imai e Tonouchi (1982)
6,2	1	Seed <i>et al.</i> (1983)
6,3	1	Stroud (1988)

Os valores de $q_{c,\text{CPT}}$ podem ser correlacionados com fiabilidade com G_0 (Robertson, 1982; Sykura e Stokoe, 1983; Baldi *et al.*, 1986; Jamiolkowski *et al.*, 1988). Na Figura apresentam-se correlações entre G_0/q_c e q_{cl} (valor normalizado), para areias siliciosas não cimentadas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas.



Relação entre $q_{c,CPT}$ e G_0 para areias siliciosas não cimentadas (Jamiolkowski e Robertson, 1988)

O ensaio sísmico entre furos e os solos estruturados naturais

Teoricamente, os deslocamentos plásticos interparticulares (nos contactos entre os grãos) desenvolvem-se desde que haja pequeníssimas tensões tangenciais nesses contactos, enquanto os elásticos se desenvolvem através de tensões normais nos contactos. O aumento do limiar elástico por condições prévias de sobreconsolidação, ou mesmo em certas condições de pré-corte, corresponderá fisicamente ao aumento do número de contactos interparticulares, que acarreta menores tensões de corte, na média, em cada contacto. Nos materiais cimentados, contudo, este fenómeno é acompanhado em sinal contrário pela quebra irreversível de ligações, pelo que o endurecimento não se faz sentir da mesma forma.

Por aquela razão, e dado que nos solos estruturados (cimentados) o factor “amostragem” é determinante, reitera-se a importância da avaliação em condições naturais das características elásticas. Daqui a vantagem dos ensaios de campo e, em especial, dos sísmicos directos. Neste último ponto é interessante referir os resultados de Tatsuoka e Shibuya (1992) que comparam o valor de G_0^{CH} (“cross-hole”) com G_0^{vs} (ultra-sons em laboratório) de amostras de saprólitos de granito, denotando-se relações de 2:1 a 5:1, reflexo da perda de rigidez estrutural no processo de amostragem.

Admite-se que a dependência do valor de G_0 nos maciços granulares em relação aos parâmetros de estado é muito pouco influenciada pela história de tensões (grau de sobreconsolidação), por ciclos prévios de tensões de corte, pela velocidade de corte ou pelo tipo de carregamento (Jamiolkowski et al., 1988; Baldi, 1989; Shibuya et al., 1992). Assim, para o mesmo solo ou para materiais granulares mineralogicamente equivalentes, os valores de G_0 são praticamente controlados pelo estado do material expresso como uma combinação de um parâmetro de estado (e_0 em materiais granulares, ou ψ mais genericamente) e da tensão octaédrica efectiva de repouso.

Barros (1992) comparou os valores de G_0 determinados a partir do N_{SPT} (no Brasil corresponde a N_{72} , $E_r = 72\%$) com os correspondentes determinados em ensaios de “cross-hole” em solos sedimentares e residuais e, dentro destes, saprolíticos e lateríticos. Concluiu que as correlações deduzidas para solos sedimentares se adaptam quase directamente a solos residuais saprolíticos. Já em relação a solos residuais maduros, os valores de G_0 determinados directamente do “cross-hole” apresentaram-se cerca de quatro vezes superiores aos deduzidos pelas correlações para solos sedimentares, antes apresentadas.

ENSAIOS DE CARGA EM PLACA (PLT)

Os ensaios de carga em placa são os mais representativos do comportamento associado a fundações directas. Seguem termos de procedimentos semelhantes aos ensaios de carga de outras unidades de fundações, nomeadamente os de estacas.

Pela sua natureza são os que melhor reproduzem as condições do carregamento destas fundações, mas devem ser acompanhados de metodologias de análise que permitam ter em consideração questões tão importantes como:

- (i) **efeito de escala:** a extrapolação da resposta em deformação e a capacidade de carga associada têm que ser devidamente aferidas;
- (ii) **efeito da heterogeneidade do maciço:** regular ou não, a “não homogeneidade” dos maciços é característica natural e condiciona a extrapolação dos valores para previsão do comportamento de fundações com diferentes dimensões.

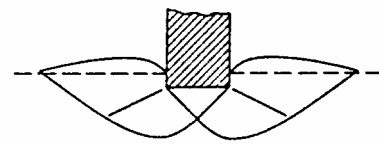
São correntemente conjugados vários ensaios com placas de diferentes dimensões e(ou) complementa-se a instrumentação clássica de um ensaio de carga com a observação das deformações em pontos do maciço envolvido pelo processo, em particular na superfície adjacente à área de carregamento. Os esforços adicionais aos

já necessários para este ensaio, em termos de consumo de tempo e(ou) custo de instrumentos, **são altamente justificáveis perante o ganho de informação consequente.**

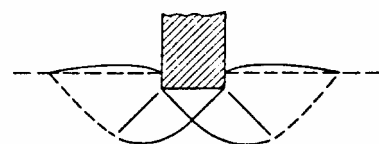
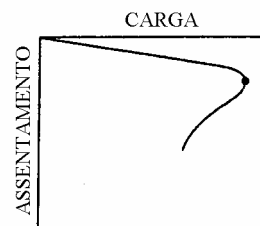
Definição de rotura - capacidade de carga

Um dos aspectos mais sensíveis deste ensaio é a **definição de rotura**. Os sinais visíveis e indicadores dos distintos comportamentos antes da rotura, são (ver Figura):

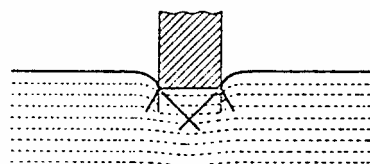
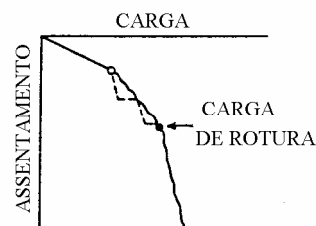
- (i) na **rotura generalizada**, há um claro levantamento do maciço em ambos os lados sem substancial deslocamento vertical; a superfície tende a inclinar;
- (ii) na **rotura por punçoamento** não se detectam movimentos de empolamento da superfície lateral; não há evidência de inclinação da superfície;
- (iii) na **rotura por corte** localizado há algum empolamento à superfície mas de pequena correspondência em relação a mais substanciais assentamentos da superfície de em carga indicando grande plastificação em profundidade e em planta; não há evidência de inclinação da superfície.



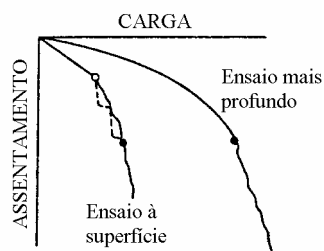
A) ROTURA GLOBAL



B) ROTURA LOCALIZADA



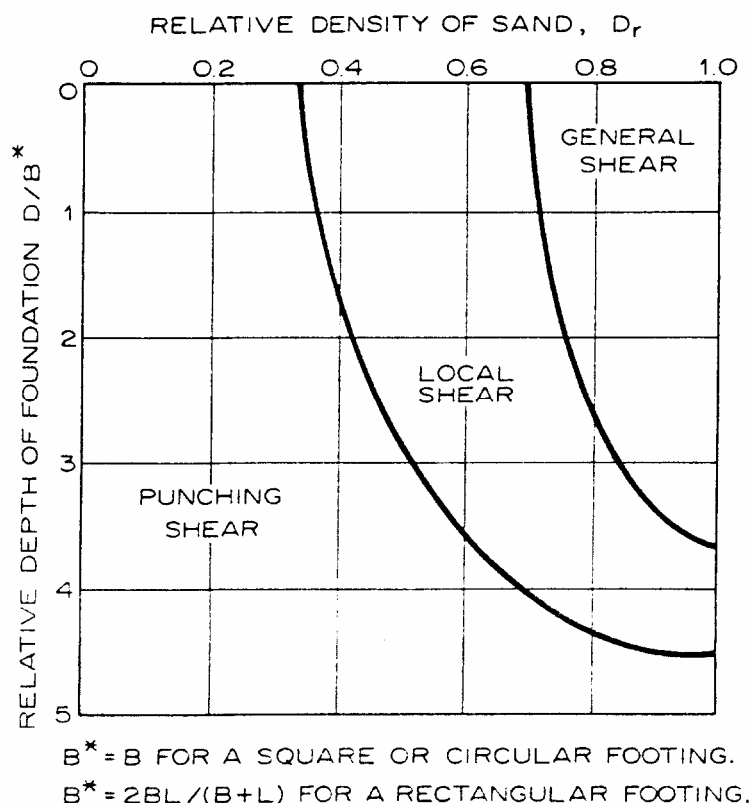
C) ROTURA POR PUNÇUAMENTO



Modos de Rotura por falta de capacidade de carga

Não são só as características de compacidade do terreno mas também **factores estruturais interparticulares (cimentações) e a profundidade relativa ou encastramento da fundação no terreno, determinam o tipo de rotura mobilizada.**

Modos de Rotura em sapatas fundadas em areias (Vésic, 1973):



O tipo de *rotura por punçoamento*, é difícil de ser visualizado dado que não se detecta qualquer movimento na superfície lateral adjacente. Típico de materiais soltos a muito soltos, há uma compressão do solo imediatamente subjacente à superfície de carga em corte vertical ao longo do perímetro da unidade em carga. Também o solo adjacente, no seu desenvolvimento em profundidade, denota poucos movimentos. Há equilíbrio vertical e horizontal da sapata e para manutenção do movimento é necessário aumentar a carga. São situações de estabilização de movimentos sob tensão controlada e dificilmente são mobilizados estados limites de rotura a menos que, com o crescimento da carga, se mudem as condições iniciais do maciço e este, com densificação excessiva, evolua para um dos outros tipos de rotura. Não se detectam movimentos de empolamento da superfície lateral. **São sobretudo as condições de serviço das estruturas - pela limitação de assentamentos - que condicionarão o limite de carga.**

Se se está perante uma *rotura generalizada*, com pequenas deformações mobilizam-se rápidos e bruscos colapsos. Em *condições de tensão controlada*, sob as quais as fundações funcionam - cargas estáticas monótonas e constantes -, a *rotura será repentina*, enquanto que *em controlo de deformações* – típica dos ensaios de carga - *verifica-se uma diminuição da carga*, com

empolamento nos bordos da superfície de carregamento até haver deslizamento para um dos lados.

Os processos alternativos para a definição de rotura são geralmente os seguintes:

- (i) **ponto de maior curvatura** da linha de resposta de **carga-assentamento** numa representação **bilogarítmica**;
- (ii) carga correspondente a uma **claro aumento da taxa de fluência**, ou seja, um claro aumento do tempo de estabilização de cada escalão de carga; é corrente, **por exemplo**, estipular como rotura a carga para a qual há **clara inflexão da curva de $\Delta s(30\text{min})$** – correspondente ao assentamento relativo aos 30 minutos anteriores à mudança de escalão por cumprimento de um critério homogéneo de estabilização – *versus* q – própria carga (ISSMFE, 1985);
- (iii) carga correspondente ao **um critério limite de assentamento** (se algumas vezes e no nosso país é usualmente associado **a 10% do diâmetro de fundações indirectas**, já o Eurocódigo 7 – Parte 3 – associa a um assentamento igual a **15% do diâmetro ou largura da sapata**).

Metodologias de análise para determinação da capacidade de carga

Métodos do tipo **equilíbrio limite**, que se baseiam em prévio estabelecimento da **geometria da superfície de rotura**: formulação para a determinação da capacidade de carga - Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vésic (1973)

- **Exemplo**: se estas condições estiverem devidamente controladas ou puderem ser ignoradas, caso de uma sapata rígida de razão de dimensões fixas (por exemplo $B = L$ ou circular), colocada à superfície horizontal e carregada verticalmente, a expressão da capacidade de carga reduz-se a:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

sendo γ o peso volúmico do solo, B a dimensão efectiva mais pequena da fundação, N_c e N_γ os factores de capacidade de carga para c' , q e γ e s_c e s_γ os coeficientes correctivos para ter em conta a forma da fundação. **Sendo γ constante (solo uniforme) a variação de B acarretará variação de q_{ult} e de um**

sistema simples de duas equações (dois ensaios de carga) a duas incógnitas pode-se determinar c' e ϕ' .

O critério convencional, rígido-plástico, não é absolutamente preciso na quantificação da capacidade de carga mas, na ausência de soluções exactas ou de ferramentas numéricas pode-se recorrer a essas hipóteses desde que se apliquem factores de compressibilidade.

- Uma questão importante na avaliação da capacidade de carga é o **EFEITO DE ESCALA**. Na prática usual e para extrapolar o valor da capacidade de carga para o correspondente de uma fundação real, considera-se a expressão geral de equilíbrio limite atrás apresentada. Na hipótese de $q=0$, $c'=0$ e solo homogéneo em profundidade, virá:

$$q_{ult,fund} = q_{ult,placa} \cdot \frac{B_{fund}}{B_{placa}}$$

Chama-se, no entanto, a atenção para o facto de a influência da profundidade crítica (4·B) ser significativamente diferente num modelo de escala reduzida e numa fundação real, e de que, à medida que B aumenta linearmente, o valor de q_{ult} fá-lo não linearmente, em especial para $B_{fund}/B_{placa} \geq 3$ (rotura progressiva, ver ábacos abaixo).

Deformabilidade. Metodologias de interpretação baseadas na T.E.

A **lei de Hooke generalizada**, aplicada à determinação de um assentamento (s) de uma fundação superficial circular para a tensão q e considerando axissimetria, é do tipo:

$$s = \int_0^{\infty} \frac{1}{E(z)_q} \left\{ \Delta\sigma_v(z)_q - 2 \cdot \nu(z)_q \cdot \Delta\sigma_h(z)_q \right\} dz$$

sendo $\Delta\sigma_v(z)_q$ e $\Delta\sigma_h(z)_q$ os acréscimos da tensão vertical e horizontal induzidos pela carga q e calculados pelas soluções elásticas e $E(z)_q$ e $\nu(z)_q$ as expressões de variação do módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson em profundidade (z).

A equação geral simplifica-se para meios semi-infinitos homogéneos, ficando:

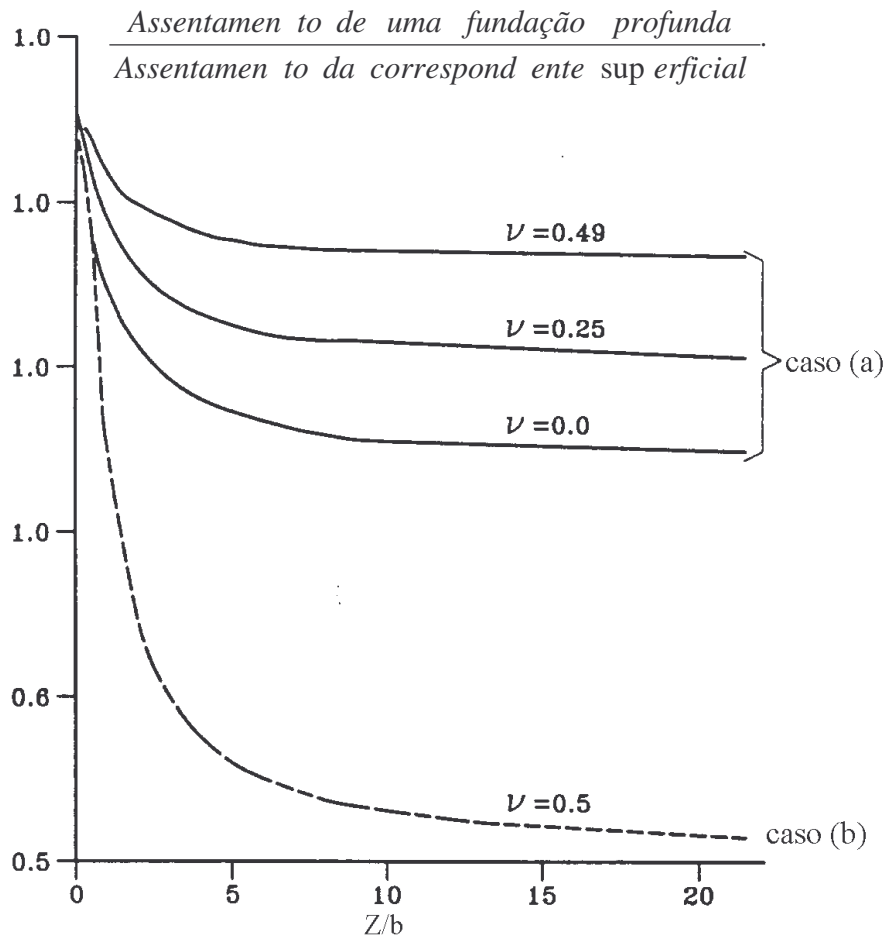
$$s = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_s$$

sendo B a menor dimensão da superfície de carga, E o módulo de deformabilidade representativo do maciço e do nível de tensão induzida e I_s um número real função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende o assentamento, variando com a rigidez da própria sapata. O Eurocódigo 7 (1994) refere que: “*a profundidade até à qual as camadas compressíveis dos solos devem ser tidas em consideração depende do tamanho e forma das fundações e da variação da rigidez do solo em profundidade (e do espaçamento dos elementos de fundação)*”... sugere-se que essa profundidade *possa ser considerada igual àquela a partir da qual o valor induzido do acréscimo de tensão vertical não seja superior a 20% da tensão efectiva vertical de repouso*.

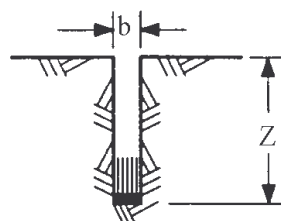
A expressão de Boussinesq deve ser generalizada para ter em consideração **o efeito de encastramento** nos *ensaaios realizados em fundos de poços ou furos*. Nestas circunstâncias, o módulo de deformabilidade (de Young) será dado por:

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta s} \cdot \frac{\pi B}{4} (1 - \nu^2) \cdot f_d$$

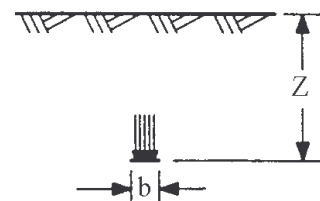
sendo f_d um factor correctivo dado pela figura seguinte:



Factor de
correção aos
resultados dos
PLT sugerido no
EC7 para ter em
consideração a
profundidade de
encastramento



a) Carga circular uniforme na base de um poço vertical



b) Carga circular uniforme inserida num maciço semi-infinito (ex: ensaios de carga com hélices)

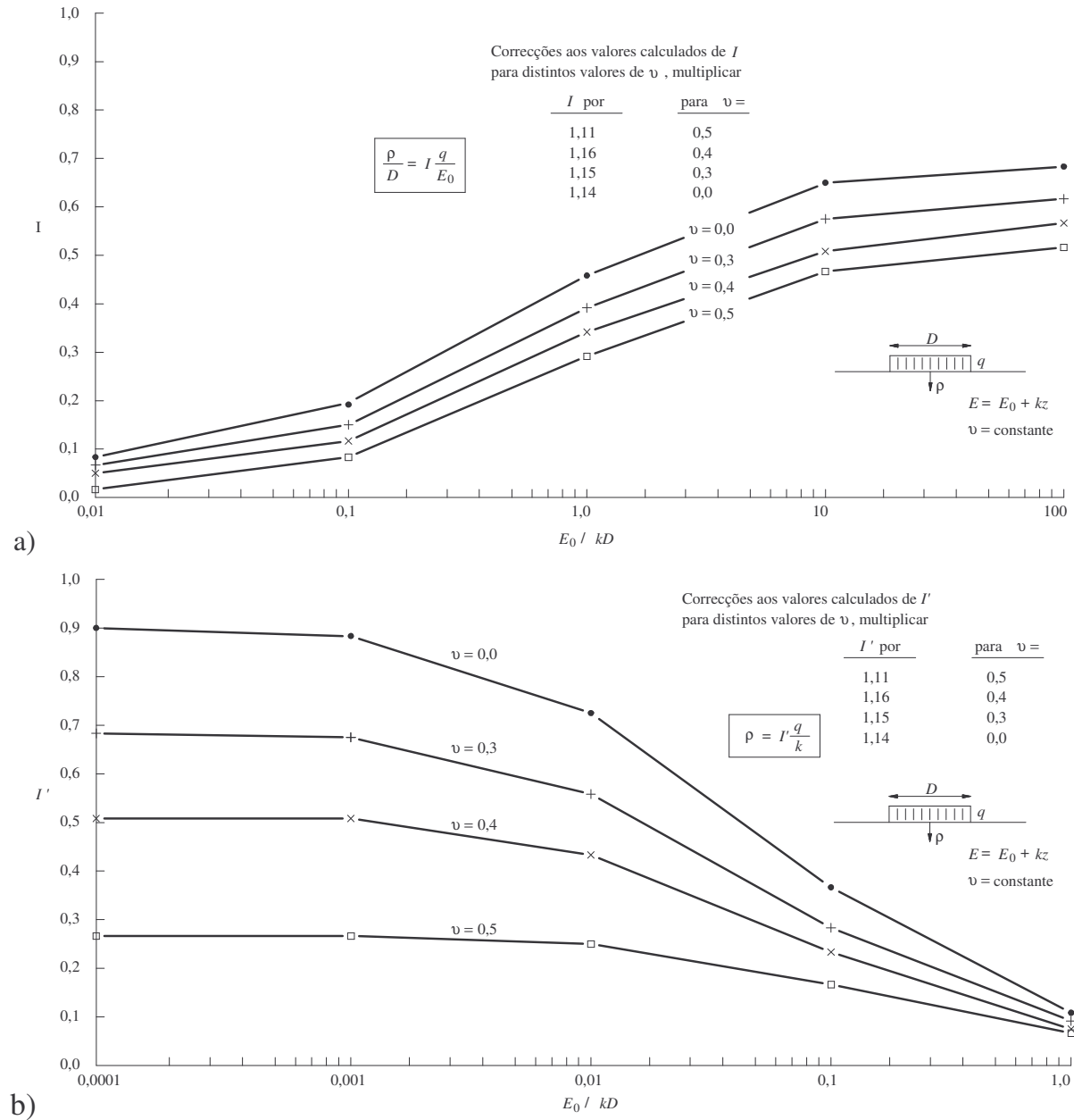
- Efeito da variação de E em profundidade na avaliação do assentamento pela Teoria de Elasticidade**

($E \text{ (kPa)} = E_0 + k \cdot z \text{ (m)}$):

A noção de “**centro efectivo de assentamento**” permite que se proceda a um cálculo directo pela expressão da T.E. desde que devidamente calculada a sua profundidade. Carrier e Christian (1973) estimam essa posição (para cada valor de ν), recorrendo aos factor I ou I' da Figura. A profundidade do centro efectivo

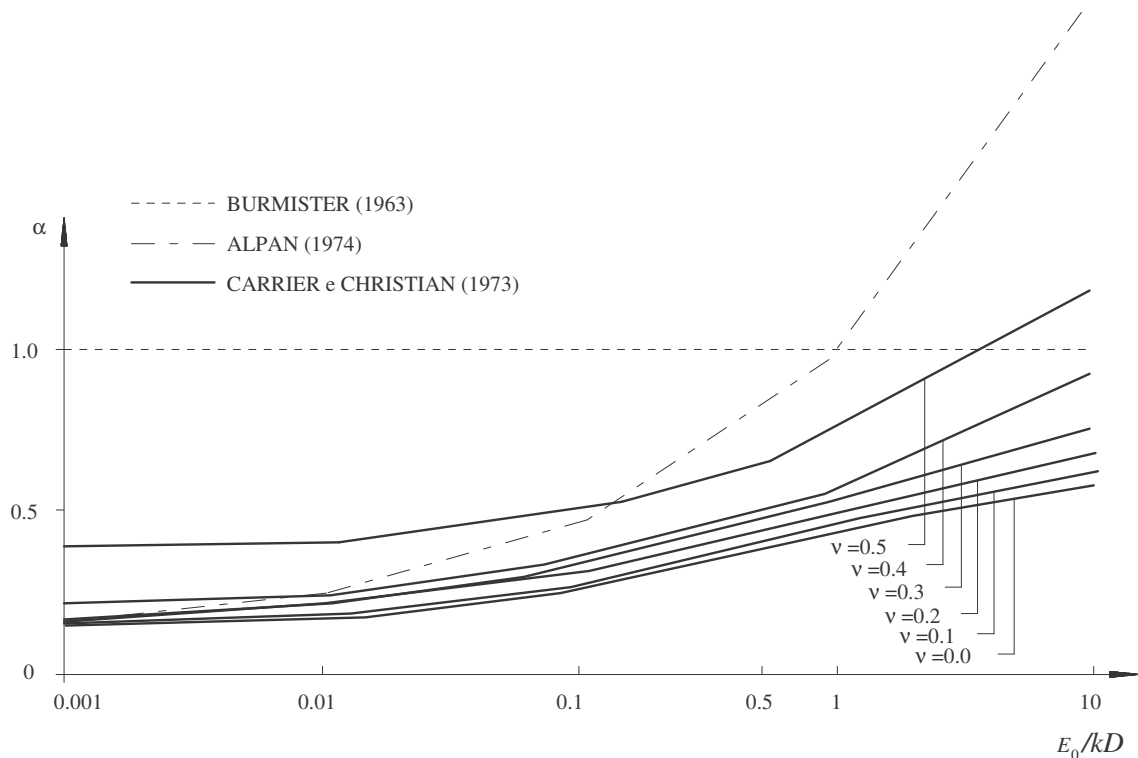
de assentamento, z_I , é definida por “parâmetro de centro de assentamento” ($\alpha^i = z_I/D$), através de:

$$\alpha = \frac{E_0}{k \cdot D} \cdot \left[\frac{\pi}{4I} \cdot (1 - \nu^2) - 1 \right] \quad \alpha = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1 - \nu^2}{I'} - \frac{E_0}{k \cdot D}$$



Assentamentos para distinto graus de não homogeneidade linear (E_0/kD), para sapatas circulares rígidas e lisas. Consideração de: a) $I = (E_0/q) \cdot (s/D)$; b) $I' = (k/q) \cdot s$ (Carrier e Christian, 1973).

Na Figura (Rocha Filho e Romanel, 1983) apresenta-se a variação de α^i com o grau de não homogeneidade e com o coeficiente de Poisson determinado pelas soluções de Burmister (1963), Alpan (1974) e Carrier e Christian (1973).



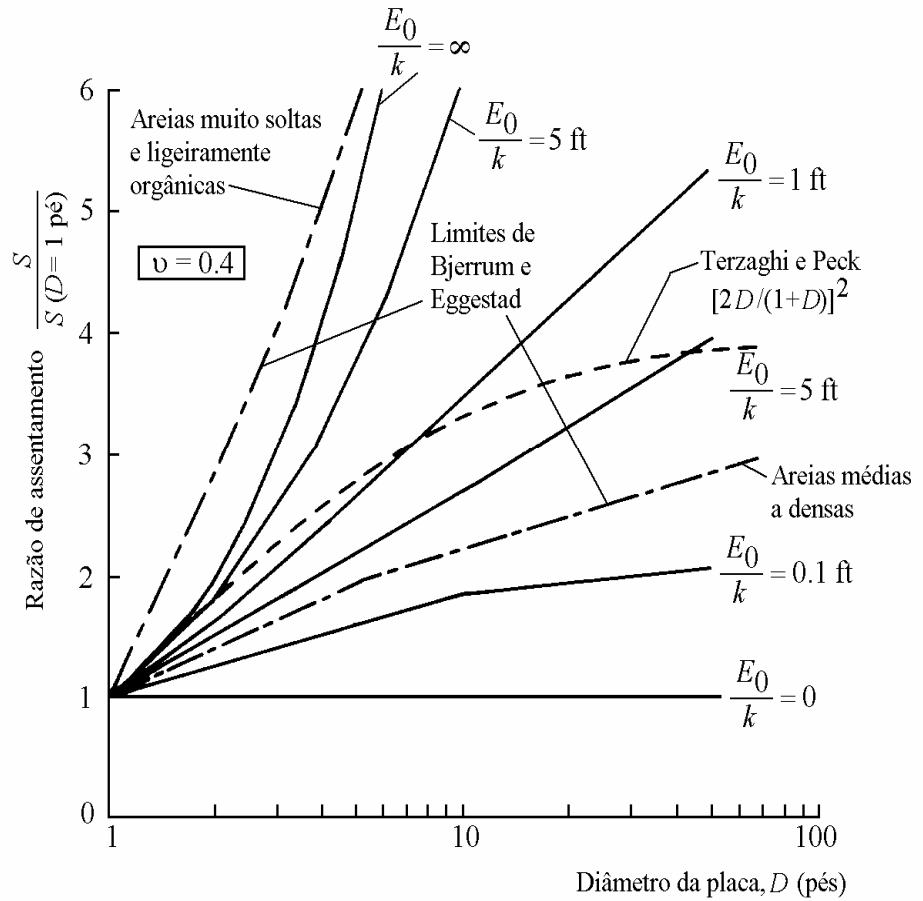
Variação do coeficiente de assentamento ($\alpha = z_I/D$) com E_0/kD (Rocha Filho e Romanel, 1983).

Inerente a este assunto está também a prática de **extrapolação dos resultados de ensaios de placa de baixas dimensões para determinação de assentamentos de fundações reais**. Na Figura seguinte apresenta-se um gráfico da relação entre o assentamento de uma placa de qualquer diâmetro e um referencial de 1 pé, incluindo trabalhos de D'Appolonia *et al.* (1968) e Bjerrum e Eggstad (1963).

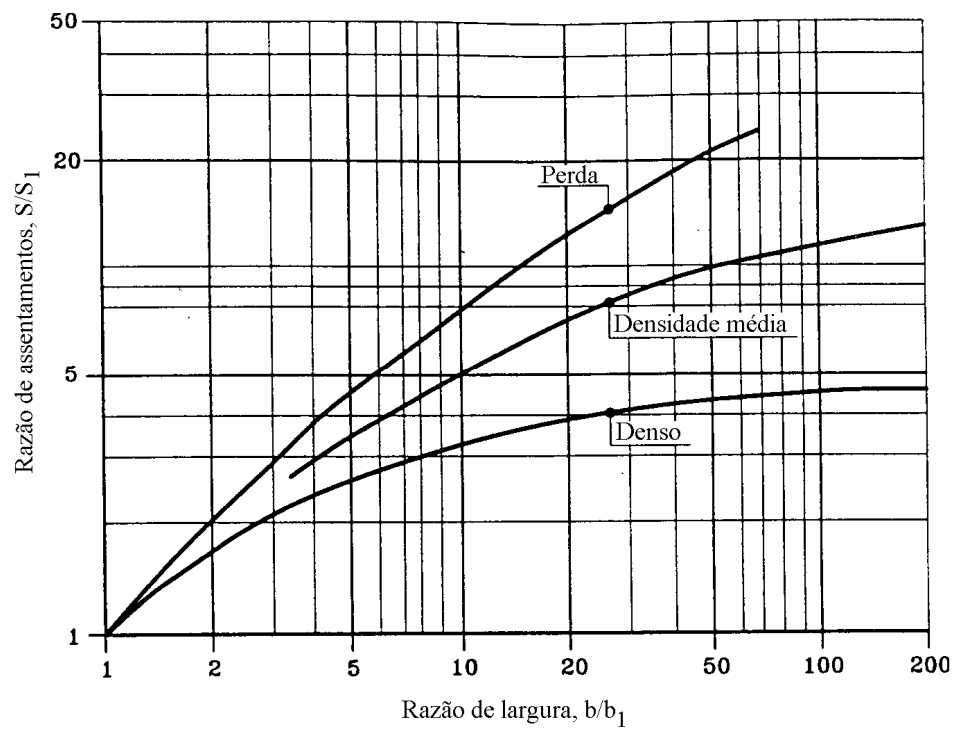
O EC7 refere explicitamente esta possibilidade para solos arenosos apresentando uma figura mais recente das tendências identificadas pelos autores referidos, sendo que divide estes solos em três classes: solos arenosos soltos, médios e densos.

É interessante verificar que *o texto do código sugere o uso de placas de determinadas dimensões que se não cumpridas levam ao uso daquelas relações*, desde que haja garantia que o solo subjacente à sapata estimada é homogêneo até, pelo menos, duas vezes o seu lado e o mesmo do subjacente à placa.

Extrapolação de assentamentos de placas de qualquer diâmetro em areias médias a densas, para maciços semi-infinitos linearmente não homogêneos. (Bjerrum e Eggstad, 1963; D'Appolonia *et al.*, 1968).



Extrapolação de assentamentos de placas de qualquer diâmetro maciços arenosos (EC7)



MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS - DUAS REFERÊNCIAS

Método de Schmertmann et al. (1970; 1978)

Método baseado na distribuição triangular de um factor de influência para as deformações verticais específicas (I_z) - ver Figura. A expressão de cálculo será:

$$s = \int_0^{2 \cdot B} \epsilon_z dz \cong \Delta p \cdot \int_0^{2 \cdot B} \frac{I_z}{E_{(z)}} dz \cong C_1 \cdot C_2 \cdot \sum_{i=1}^{n(2 \cdot B; 4 \cdot B)} \frac{I_{z_i}}{E_{z_i}} \cdot \Delta z_i$$

com os significados explicitados na Figura, sendo $E_{(z)}$ o valor do módulo de elasticidade secante do solo, correlacionável com a resistência de ponta do CPT em profundidade:

$$E_{s(z)} = \alpha \cdot q_{c,CPT}(z)$$

com:

$\alpha = 2,5$ para situações de carregamentos *axissimétricos*;

$\alpha = 3,5$ para situações de carregamentos em *deformação plana*;

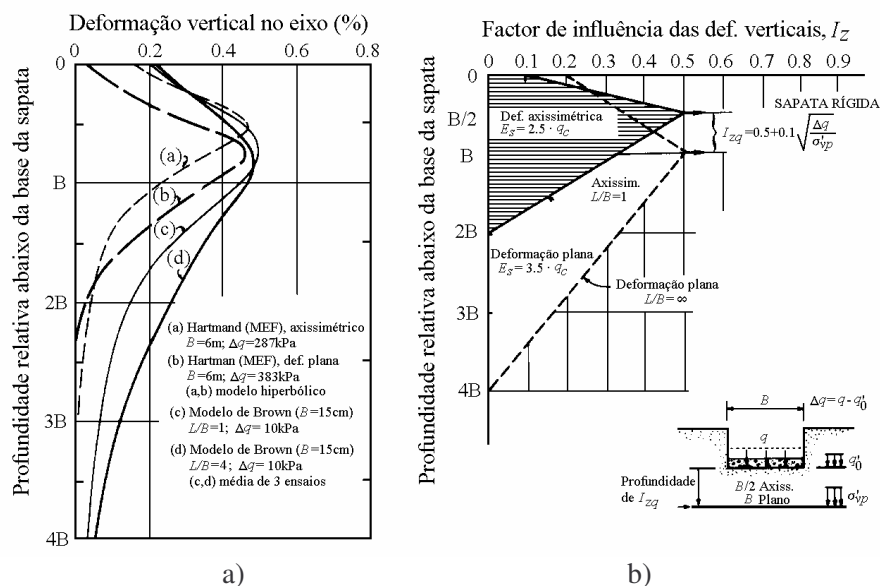
Robertson e Campanella (1988) salientam que estes valores de α podem crescer para:

$\alpha = 3,5$ a $6,0$ em *maciços antigos* (“ageing”);

$\alpha = 6,0$ a $10,0$ em *maciços fortemente sobreconsolidados*.

Dos factores correctivos adicionais saliente-se o relativo à **fluência** (assentamento diferido no tempo), cuja expressão é a seguinte:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log_{10}(t / 0,1)$$



Diagramas de influência das deformações verticais em profundidade (Schmertmann *et al.*, 1978): a) comparação de distribuições de modelos e *MEF*; b) Diagrama proposto.

Método de Burland e Burbidge (1985)

A partir de uma análise estatística sobre 200 casos de assentamentos em fundações, depósitos e aterros em areias e cascalhos, Burland e Burbidge (1985) determinam a seguinte relação empírica entre o assentamento (s) e a tensão transmitida (q):

$$s = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot I_c / 3 + (q - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

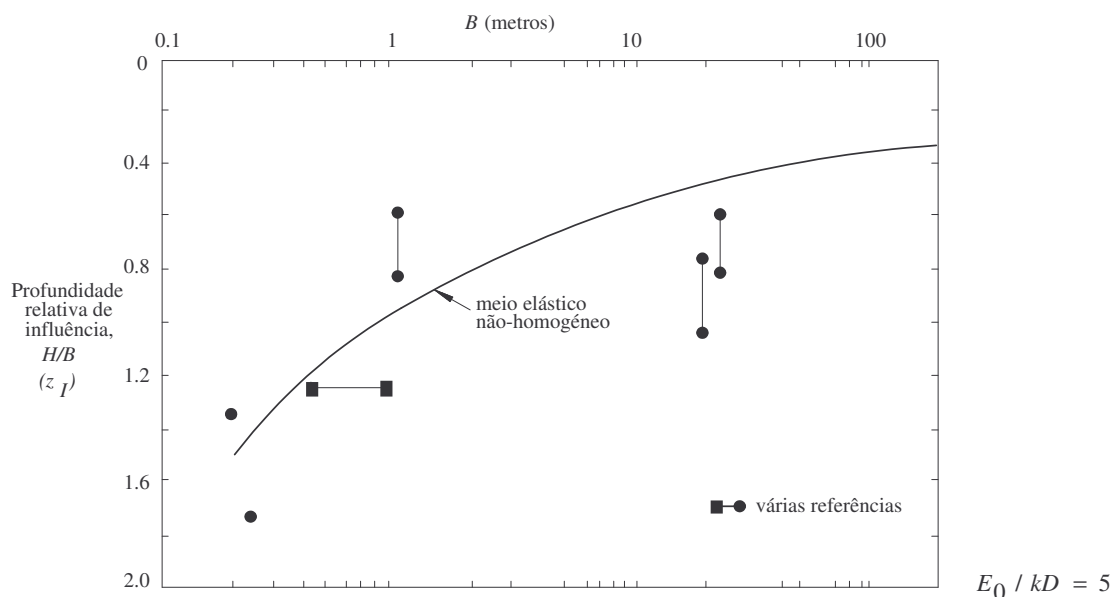
sendo σ'_{v0} a tensão efectiva vertical de repouso ao nível da base da sapata e I_c o chamado *factor de compressibilidade* definido por:

$$I_c = a_f / B^{0,7}$$

em que a_f é a inclinação da parte inicial rectilínea das curvas de carga-assentamento e o expoente 0,7 que afecta a largura da sapata é deduzido da melhor correlação obtida da análise realizada sobre o efeito da dimensão da área de carregamento. Este índice foi representado em função da média aritmética de N_{60} ao longo da profundidade de influência do assentamento (considerado como a zona em que se verificam pelo menos 75% do valor total do assentamento), sendo o seu valor médio de:

$$\bar{a}_f = \frac{B^{0,7}}{\bar{N}^{1,4}} \cdot 1,706$$

Os autores representam na Figura a dependência da profundidade de influência com a dimensão da sapata para um o grau de não homogeneidade ($E_0 / kD = 5$).



Profundidade de influência $z_I = H/B$ versus largura da fundação (Burland e Burbidge, 1985).

Para efeitos práticos, consideram que essa profundidade de influência, em solos em que N é constante ou cresce com a profundidade, pode ser definida por:

$$z_I = B^{0,75}$$

a que correspondem valores menores do que, por exemplo, os de Schmertmann.

Refira-se que estes parâmetros devem ser só considerados em depósitos granulares quartzosos, pelo que outros tipos como granulares calcários (ou outros) devem sofrer uma análise independente. Além disso, os autores apresentam factores adicionais a afectar a expressão de base, relativos à forma da fundação, espessura da camada compressível e fluência.

Em relação ao efeito da fluência, definem um factor correctivo pela expressão:

$$f_t = 1 + R_3 + R \cdot \log(t / 3)$$

em que $t(>3)$ é o tempo em anos e $R_3 = 0,3$ e $R = 0,2$, para cargas estáticas.