

CRÍTICA AOS MÉTODOS QUE UTILIZAM O ENSAIO SPT PARA PREVISÃO DE RECALQUES EM FUNDAÇÕES

(*) Walmir Fernando Duarte Jardim

No presente artigo são apresentados os métodos disponíveis de cálculo de recalques em fundações a partir do ensaio SPT, mostrando suas imperfeições e a conveniência do uso de métodos que empregam ensaios em placas reduzidas.

1. INTRODUÇÃO

Os profissionais que trabalham em projetos de fundação sobre solos de deformabilidade quase imediata à ação das cargas (solos de alta permeabilidade em qualquer grau de saturação ou solos de pequena permeabilidade e baixo grau de saturação) acumularam conhecimentos suficientes para uma maneira puramente prática de resolver o problema de ruptura em estruturas usuais.

Por sua vez os recalques admitidos por superestruturas para não sofrerem danos estéticos funcionais ou estruturais são de tal ordem de grandeza que geralmente ocorrem sob pressões consideravelmente inferiores à de ruptura. Devido a isto no estágio atual de projeto de fundações, como já reportaram alguns autores como BARATA (2), SCHMERTMANN (13) e BORLAND & OUTROS (4), os critérios de recalques admissíveis são na grande maioria dos casos os condicionantes para a fixação das pressões admissíveis.

Os métodos para se prever recalques mais usuais na nossa prática corrente, são os que correlacionam diretamente esses deslocamentos com ensaios de penetração estática (SPT).

Neste artigo, analisa-se alguns desses métodos de correlação entre recalques e ensaios de SPT, em solos granulares, com o subsídio de um levantamento bibliográfico de autores que pesquisaram o assunto.

No final, observações são tecidas sobre as vantagens de se correlacionar os recalques com ensaios de compressibilidade "in situ", como as provas de carga em placas de pequenas dimensões como a "SCREW PLATE TEST", a luz do método de Housel - Barata.

(*) M. Sc. UFRJ - Prof. Depto. Enga. Civil da UNIFOR.

2. MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES A PARTIR DO ENSAIO SPT

O ensaio de penetração estática (SPT) tem emprego muito difundido no nosso meio técnico por suas características de rapidez, baixo custo, equipamento necessário bastante simples (facilidade de reposição de peças e transporte para o canteiro), e por prescindir de pessoal de alta especialização para sua execução.

Dá a grande atração de se utilizar tal ensaio para determinação de recalques de estruturas assentes em solos de deformabilidade quase imediata.

Vários autores têm pesquisado a possibilidade de se correlacionar esse ensaio com os recalques de fundações e publicado métodos e critérios para atingir tal objetivo. Os métodos mais difundidos são apresentados nas tabelas I e II.

Na tabela I encontra-se o método original de Terzaghi e Peck (1948) e outros que representam modificações desse. Os métodos variam nos seus tratamentos do valor medido de N (No. de golpes do SPT), da pressão sobrejacente, da profundidade do lençol d'água e do grau de confinamento. A correção para a pressão sobrejacente é a mais significativa porém, mesmo esta correção varia de um método para o outro.

Na Tabela II os métodos de D'APPOLONIA e OUTROS (6) e PARRY (1971) são modificações óbvias da clássica equação de elasticidade atribuída a BOUSSINESQ e são baseadas em correlações diretas com o SPT. O método de SCHMERTMANN (13) foi originalmente baseado em correlações com a resistência de ponta do ensaio de cone holandês mas, correlações entre a resistência de ponta e o ensaio SPT podem ser aplicadas segundo WEBB (1959) porém, com bom senso e consciência da perda de precisão.

3. ANÁLISE DOS MÉTODOS QUE CORRELACIONAM RECALQUE COM SPT

A idéia de se correlacionar recalque de uma fundação com o ensaio de penetração por ação da queda de um peso padrão embora tenha um forte atrativo pela sua simplicidade, parece temerosa por tentar estabelecer relação entre dois fenômenos físicos distintos. A deformação de um solo sob ação de cargas estáticas não se assemelha em nada a resistência do mesmo à penetração de uma haste bizelada sob a ação de cargas de impacto.

A resistência à penetração de um solo é uma função complexa de sua resistência. Além de que, o processo de penetração está sempre sujeito a diversas variáveis como quebra de grãos nos solos arenosos, desenvolvimento de altas tensões nas proximidades da ponta do amostrador, pressões neutras geradas durante o ensaio afetando diretamente o processo e que são desconhecidas, etc. . . . Não sendo surpresa, então, que a aplicação generalizada de soluções para a compressibilidade como função da resistência à penetração não se torne possível.

O método de TERZAGHI e PECK (e os que introduziram modificações nesse método) tenta estimar o recalque de uma fundação real através de uma correlação com o ensaio de penetração e ensaios em placas quadradas (de aproximadamente 30 cm) realizadas sem confinamento lateral. BARATA (3) em trabalho - publicado no 8o. Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Fundações provou que a expressão de TERZAGHI e PECK só vale para uma única curva de uma família de curvas que correlacionam Δ / Δ_0 com β / β_0 (ver figura no. 18) podendo, superestimar ou subestimar os recalques da fundação (mais propício a superestimar). D. J. D'APPOLONIA e OUTROS (5) verificaram esse risco por via experimental.

Vários autores têm revisto e discutido esses métodos (SCHEMERTMANN (13); MEYER HOFF (10); MITCHELL e GARDNER (11) e observado que a maioria dos métodos tende a fornecer valores altos para os recalques, sendo pois bastante conservativos. JORDEN (9) apresenta uma comparação de valores de recalques medidos em seis estruturas assentes sobre areia e as previsões de oito métodos que usam correlações com ensaios de penetração e, conclui que os mesmos não são satisfatórios. MEYER HOFF (10) analisando casos relatados na bibliografia internacional observa que os recalques medidos em estruturas foram 1,5 a 3,0 vezes menores que os recalques calculados através de relações com o número de golpes do SPT.

4. USO DE PROVAS DE CARGA

Uma maneira encontrada pelo meio técnico para se estimar os recalques de fundações, sem incorrer no alto grau de incerteza proporcionado pelos métodos que utilizam correlações com o SPT, foi através de provas de carga-protótipo (escala 1:1). Os resultados desse procedimento foram tecnicamente excelentes porém, o inconveniente de alto custo e tempo de execução bastante longo, tornaram-no inviável na prática corrente das obras, só se admitindo em casos específicos.

A coerência de se estar comparando o mesmo fenômeno (recalque do solo provocado pela fundação e o recalque provocado por uma placa de prova) levou os engenheiros de fundações a pesquisar a possibilidade de emprego de provas de carga em placas - modelo (escala menor). Pesquisadores

como BARATA (1), DE MELLO (7), HOUSEL (1929), PARRY (12), SODDERMAN e OUTROS (1968), TSYTOVICH E CHERKASOV (1970), estudaram o uso de placas-modelo e indicaram para previsões de recalques em fundações.

Das sugestões de uso e extrapolação do resultado das provas de carga para placas maiores e reais a de HOUSEL (1929) e BARATA (1, 2, 3) nos parece mais adequada pois não incorre no erro de executar provas em cavas abertas (que despreza as pressões das camadas superiores) além de ter seus princípios empíricos totalmente justificados pela teoria da elasticidade.

O método de HOUSEL - BARATA emprega a seguinte expressão:

$$p = \frac{1}{\lambda} \left\{ n + m (P/A) \right\}$$

onde:

P = pressão que corresponde a um recalque Δ na placa;

n = coeficiente de dimensão de força por unidade de área;

m = coeficiente de dimensão de força por unidade de comprimento;

A = Área da placa;

λ = Coeficiente de MINDLIN do "efeito de profundidade".

Sendo m e n coeficientes característicos do solo, pode-se determiná-los para o solo onde se assentará a fundação em

estudo, através de um mínimo de duas provas de carga com placas de diâmetros diferentes (por exemplo D = 15 cm e D = 30 cm).

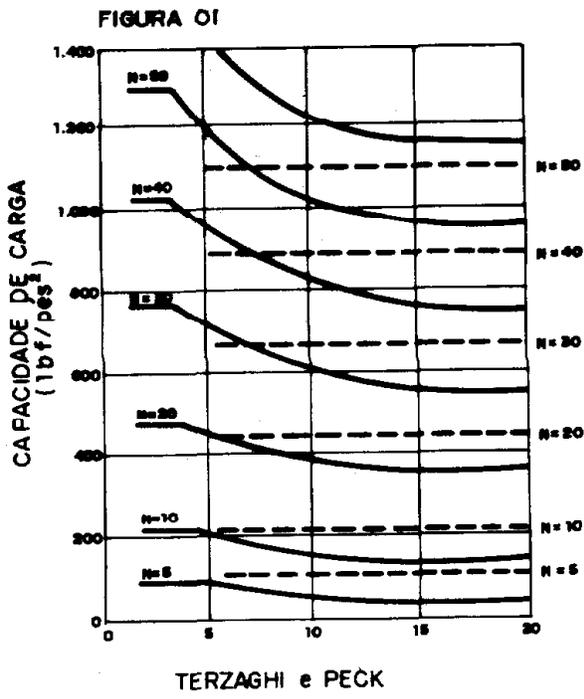
O uso de ensaio de placa-parafuso ("Screw Plate Test") preconizado por SCHMERTMANN (14) representa sensível economia de tempo e de sistemas de reação e aplicação de cargas. Nesse processo, a placa, semelhante a um trado para areias, desce da superfície até a cota de ensaio através de avanços por rotação (movimento parecido ao de um parafuso).

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

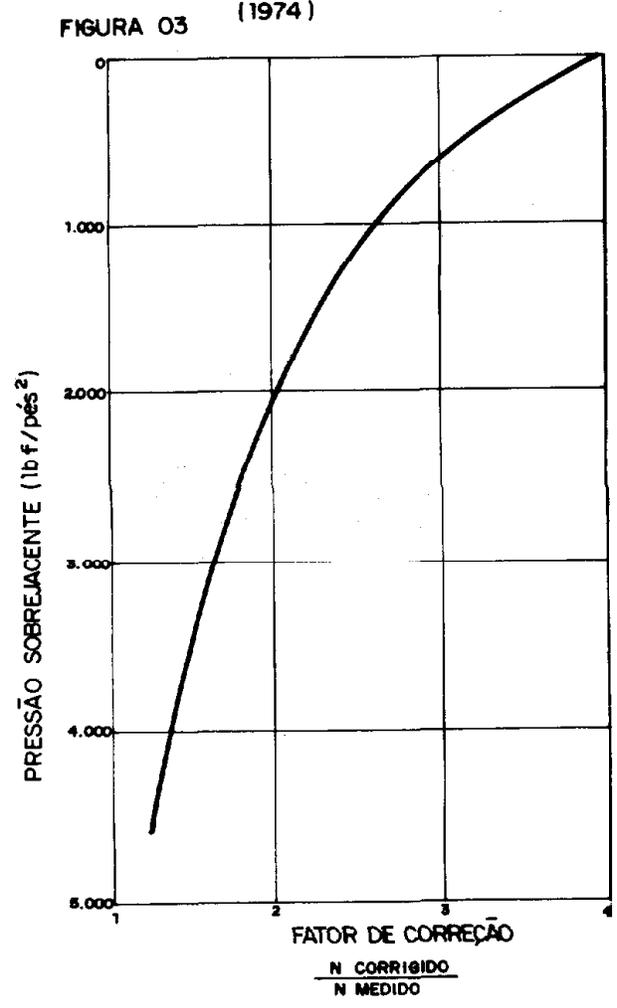
Observamos que o emprego de métodos que correlacionam o recalque de uma fundação real com o número de golpes do ensaio de penetração estática (SPT) além de comparar fenômenos físicos distintos, leva a resultados com grau de incerteza maiores que os desejáveis pelo nosso meio técnico. Normalmente, tais métodos, superestimam os recalques, acarretando projetos conservativos que implicam em gastos desnecessários.

O uso de provas de carga em modelos reduzidos, apresenta a vantagem de trabalhar com o mesmo fenômeno físico (recalque) proporcionando métodos de previsão de recalques mais próximos da realidade.

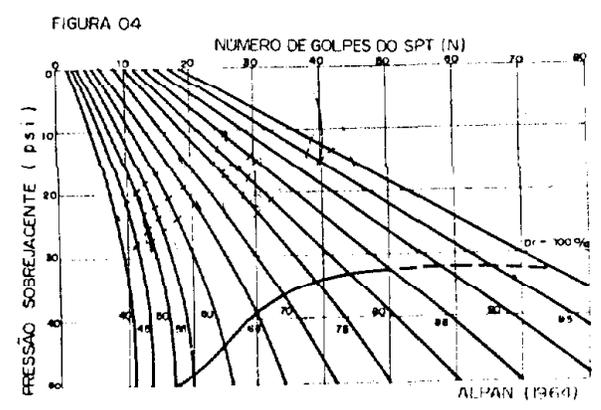
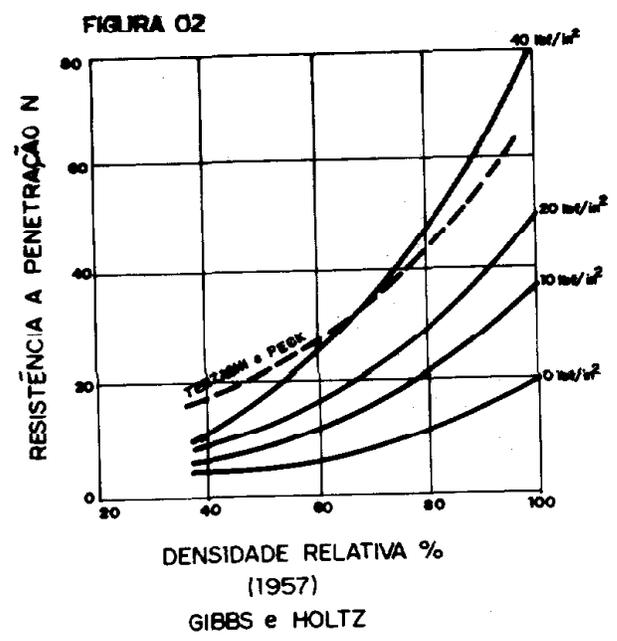
A sugestão do emprego do método de extrapolação dos resultados de ensaios em placas reduzidas proposto por HOUSEL e BARATA parece-nos bastante eficiente para a determinação mais precisa da grandeza dos recalques. A associação desse método com o emprego de ensaios em placas - parafusos de diâmetros diferentes, torna-o atrativo quanto à precisão dos resultados, velocidade de obtenção dos dados de campo, custo do ensaio e equipamentos necessários.



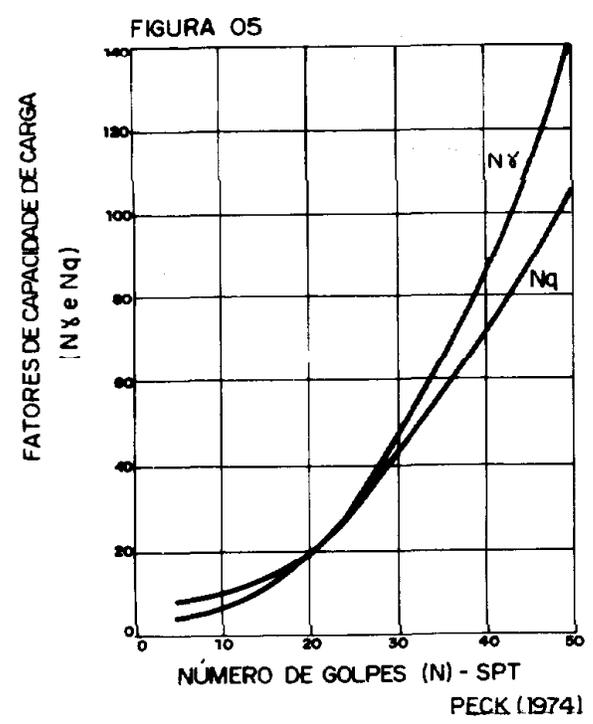
TERZAGHI e PECK
PECK HONSON e THORNBURN
(1974)



TOMLINSON (1969)

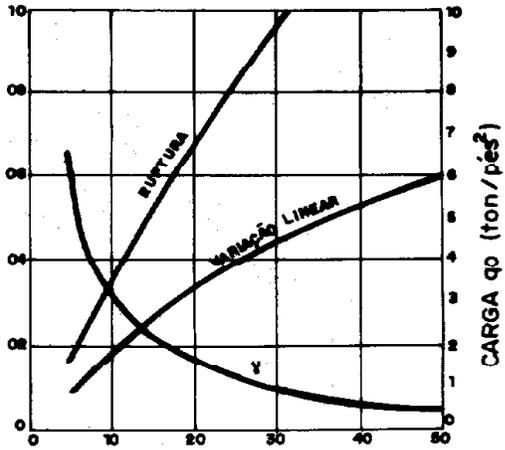


ALPAN (1964)



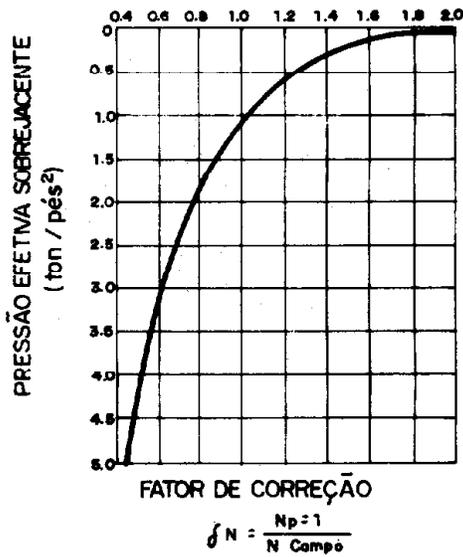
PECK (1974)

FIGURA 06



Nº DE GOLPES (N) - SPT
ALPAN - (1964)

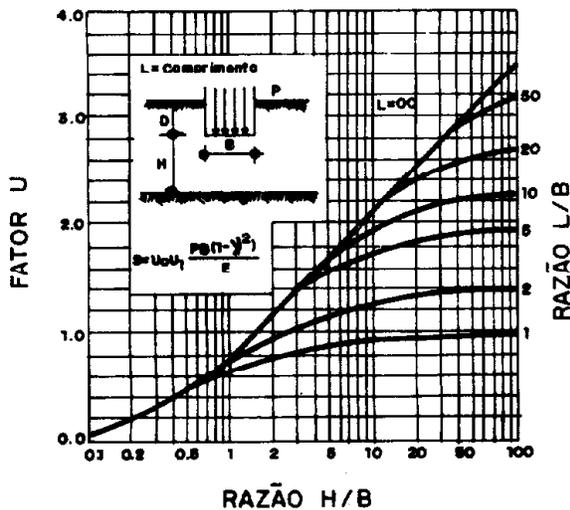
FIGURA 8



FATOR DE CORREÇÃO

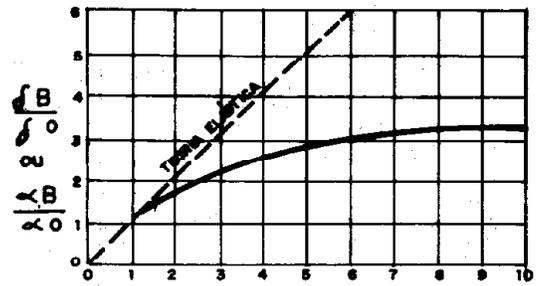
$$\delta N = \frac{N_p - 1}{N \text{ Campo}}$$

FIGURA 12



D' APPOLONIA - (1970)

FIGURA 07



TERZAGHI e PECH - 1948

FIGURA 09

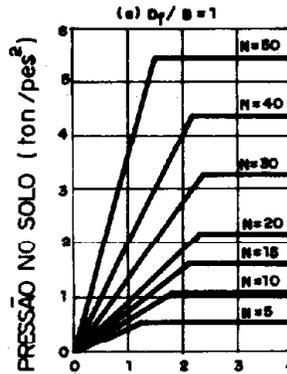


FIGURA 10

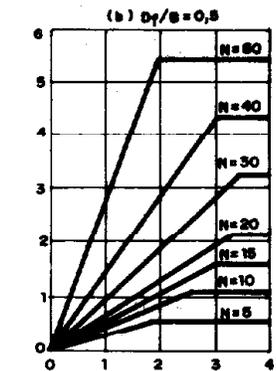


FIGURA 11

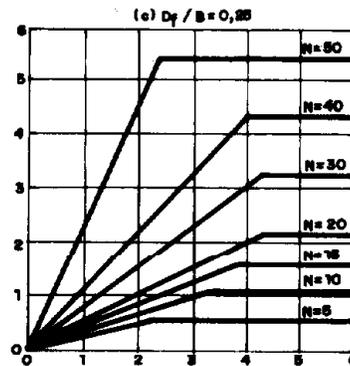
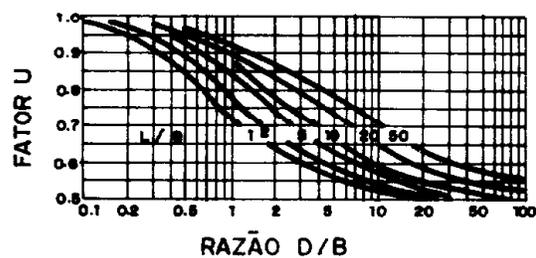


FIGURA 13



D' APPOLONIA - (1970)

FIGURA 14

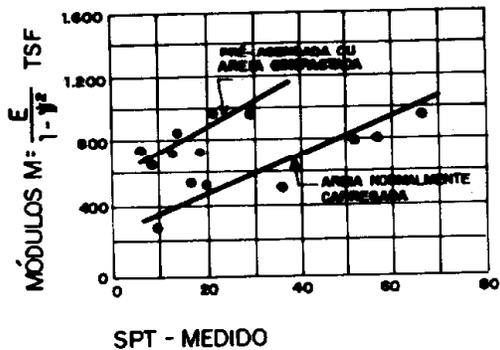
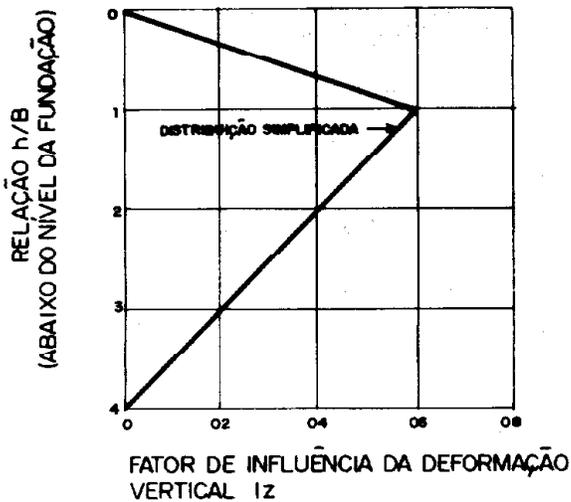
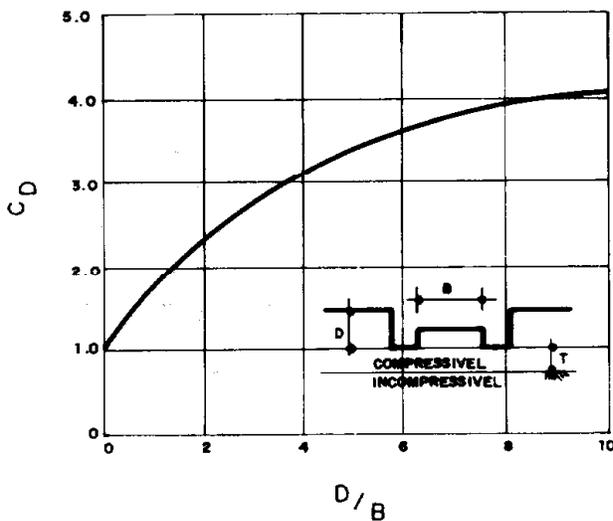


FIGURA 15



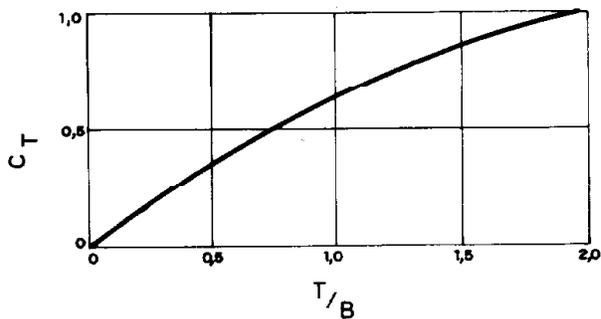
SCHMERTMANN - (1970)

FIGURA 16



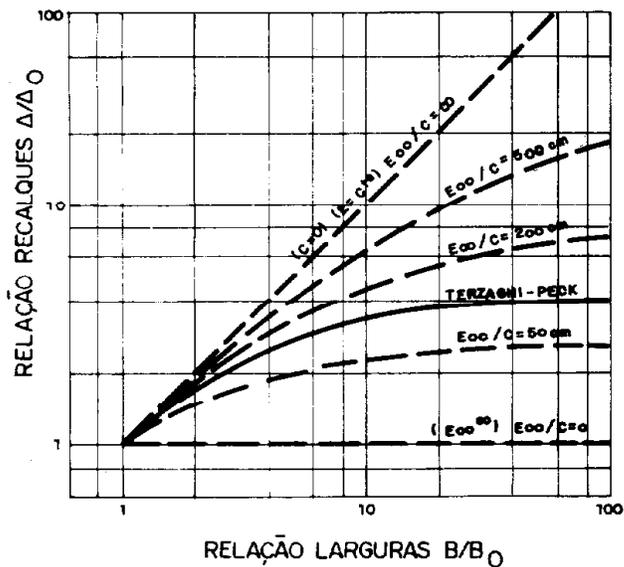
PARRY (1971)

FIGURA 17



PARRY (1971)

FIGURA 18



CURVAS CORRELACIONANDO Δ/Δ_0 E B/B_0 EM ESCALA LOG-LOG
(E = MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO SOLO
C = CRESCIMENTO DESSE MÓDULO COM A PROFUNDIDADE)

TABELA II
CRÍTICA AOS MÉTODOS QUE UTILIZAM O ENSAIO SPT PARA PREVISÃO DE RECALQUES EM FUNDACÕES

MÉTODOS DE CÁLCULO DE RECALQUES

WALMIR FERNANDO FUARTE JARDIM

MÉTODO	D'APPOLONIA e OUTROS (1970)	SCHMERTMANN (1970)	PARRY (1971)
FÓRMULA	$\Delta = \frac{q B}{M} U_0 U_1$ <p>onde $M = \frac{E}{1 + V^2}$</p> <p>$V = 0,25$</p>	$\Delta = C_1 C_2 \Delta_p f^{2B} \left(\frac{1z}{E} \right) \Delta H$ <p>onde $C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{p_0}{\Delta p} \right)$</p> <p>$C_2 = 1 - 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right)$</p> <p>$p_0$ = pressão sobrejacente ao nível da fundação. Δp = pressão de suporte média.</p>	$\Delta = \frac{q B}{M} C_d C_\omega C_t$ <p>onde $M = \frac{E}{1 - V^2}$</p> <p>$V = 0,25$</p>
COMPRESSIBILIDADE	<p>$E = 196 + 7,9 N$ (tst) Areias normalmente consolidadas $E = 416 + 10,9 N$ (tst) Areias pré-consolidadas N = Como medido</p>	<p>Para areias SP SW submersas $E = 5 (N + 15)$ (txt) Para areias argilosas SP submersas $E = 3,3 (N + 5)$ (tst)</p>	<p>$E = 50N$ (kg / cm²) N = tomado o valor médio para a profundidade de 3/1 B.</p>
PROCEDIMENTO	<p>1 - Usa-se o N médio para uma profundidade igual a \sqrt{BL}. 2 - Obtém-se os fatores de influência V_0 e V_1 das figuras nos. 12 e 13. 3 - Obtém-se o módulo M através da figura no. 14. 4 - Calcula-se o recalque Δ para um valor estimado para a pressão de suporte q e Δ e B em pés q, E e U em ton/pés².</p>	<p>1 - Divide-se o solo em camadas (ΔH). 2 - Obtém-se E para cada camada. 3 - Obtém-se $1z$ da figura número 15, para cada camada. 4 - Calcula-se C_1 e C_2 (C_2 é a correção para o creep para um tempo "t" em anos) 5 - Calcula-se o recalque para cada camada e soma-se todos. $1z$ sem dimensão E em ton/pés²</p>	<p>Obtém-se C_d da figura no. 16 Obtém-se C_t da figura no. 17 CORREÇÃO PARA PRESENÇA D'ÁGUA (C_ω). 1 - Fundações superficiais: reduz-se N em proporção direta com a redução de p^1 proveniente do nível d'água. 2 - Escavações permanentes abaixo do N. A. porém com o mesmo nível acima da base de escavação. $C_\omega = 1 + \frac{Dw}{D + B/4}$ 3 - Escavações permanentes, porém com N. A. abaixo da base da escavação (isto é $Dw > D$). $C_\omega = 1 + \frac{Dw (2B + (D - Dw))}{2B (D + 0,75 B)}$ Onde: $0 < (Dw - D) < 2B$.</p>
COMENTÁRIO	<p>1 - Os fatores de influência V_0 e V_1 levam em consideração as dimensões da fundação, o confinamento e a espessura da camada. Os fatores devem ser usados com precaução. 2 - Ignora-se o nível d'água admitindo-se que ele reflete na medida de N. 3 - O método não discrimina os solos fortes dos fracamente preconsolidados.</p>		<p>1 - O método baseia-se em um limitado número de provas de carga em placas. 2 - A expressão E fornece valores muito mais altos que o normal. 3 - O método leva em consideração as mudanças de tensões depois das investigações locais. 4 - C_d, C_ω e C_t são adimensionais D = profundidade da fundação Dw = profundidade do lençol.</p>

CRÍTICA AOS MÉTODOS QUE UTILIZAM O ENSAIO SPT PARA PREVISÃO DE RECALQUES EM FUNDAÇÕES
MÉTODOS DE CÁLCULO DE RECALQUES

TABELA I

WALMIR FERNANDO DUARTE JARDIM

MÉTODO	TERZAGHI PECK (1948)	MODIFICAÇÃO DE CIMBS e MOLTZ (1957)	MODIFICAÇÃO DE ALFAN (1964)	MODIFICAÇÃO DE MEYERHOF (1965)	MODIFICAÇÃO DE PECK E BATARAA (1965)	MODIFICAÇÃO DE PECK (1974)
FÓRMULA	$\Delta = CwCd \frac{3qa}{N_c} \frac{2B^2}{(B+1)}$	A mesma expressão do Método de Terzaghi e Peck	Veja Figuras	$\Delta = Cd \frac{2q}{N} \frac{2B^2}{(B+1)}$	$\Delta = K C_d \frac{2q}{N_c} \frac{2B^2}{(B+1)}$	Veja Figuras
SPT	N = como medida no campo para areias. No = 15 + 0,5 (N - 15) para areias muito finas ou areias silteosas abaixo do lençol freático. N ¹ é N corrigido para a pressão sobrejacente.	N = como medida no campo para areias. N _c = 15 + 0,5 (N ¹ - 15) para areias muito finas ou areias silteosas abaixo do lençol freático. N ¹ é N corrigido para a pressão sobrejacente.	Utiliza o mesmo critério do método anterior.	Não sofre correção para o caso de areias.	Não sofre correção para o caso de areias.	N (como medidas) para areias.
PRESSÃO SOBREJACENTE	Nenhuma correção no valor de N ¹	Veja figuras 2 e 3	Veja Figuras 4 e 5	Não sofre correção	N _c = $\frac{4N}{1+2p}$ para p < 1500 (b/ft ²) N _c = $\frac{4N}{3,25+0,5p}$ para p > 1500 (b/ft ²)	C _n = 0,77 log 20/p. Ou a figura no. 8, especialmente para p > 0,25 sat.
LENÇOL FREÁTICO	C _w = 1,0 para D _w > 2B C _w = 2,0 para D _w = 0	C _w = 1,0 para D _w > 2B C _w = 2,0 para D _w = 0	Multiplica-se o fator nB por 2 para baixos valores da relação D/B e por 1,5 quando D/B ≥ 1,0.	Não sofre correção	K = $\frac{p}{0,5 \beta}$ para profundidade de água K = $\frac{p}{0,5 \beta}$ para um lençol d'água existente	C _w = 0,5 + 0,5 D _w /D + B
CONFINAMENTO	C _d = 1,0 para D/B = 0 C _d = 0,75 para D/B = 1	C _d (como no método anterior)	Não faz correção	C _d = 1,0 para D/B = 0 C _d = 0,75 para D/B = 1	C _d = 1,0 - 0,4 $(\frac{D}{B})^{1/2}$	Veja Figuras 9, 10 ou 11
PROCEDIMENTO	1 - Use-se a figura 1 para obter q _a correspondente a Δ = 1" para fundações mais largas em regiões soltas do depósito sem presença d'água. 2 - Aplica-se correções no q _a . 3 - Como alternativa use-se a fórmula. 4 - Recalque Δ é diretamente proporcional a q _a acima de Δ = 1". Δ em polegadas B em pés q _a em ton/pés ²	1 - Use-se as figuras 2 e 3 para obter no que entrará na fórmula ou na figura 1. 2 - Procedimento análogo ao método anterior.	1 - Use-se a figura 4 para correção do N devido as areias subjacentes. 2 - Use-se a figura 5 para obter N e N _c . 3 - Estabeleça q _a = carga na fundação B = 1/F. (0,4B N _c D/N _c). 4 - Calcule q _a (em ton/pés ²). 5 - Use-se figura 6 para obter o K ₀ e para confirmar que q _a segue uma variação linear. 6 - Use-se a figura 7 para obter ob/Co para m = unidade de pressão. 7 - Calcule o recalque c _{ob} para a atual q _a .	1 - Use-se a figura 1 para obter q _a . 2 - Aumente-se q _a em 50% para obter valores relativos a Δ = 1". 3 - Aplica-se correções para C _d . 4 - Alternativamente use-se fórmula. Δ em polegadas B em pés q _a em ton/pés ²	1 - Use-se N _c na figura 1 ou na fórmula. 2 - Use-se a figura 1 para obter q _a . 3 - Aumente-se q _a em 50% para obter valor relativo a Δ = 1". 4 - Divida-se q _a (do item 3) por C _d e K. 5 - Alternativamente use-se a expressão.	1 - Use-se a menor medida para os valores de N em cada furo de sondagem corrigido por C _n (N corrigido por N _c). 2 - Use-se figuras 9, 10 e 11 com N _c para obter q _a correspondente a Δ = 1". 3 - Correção C _w aplicada a q _a (correspondente a Δ = 1" e, só se o) obtida se o lençol) está B abaixo da fundação.
COMENTÁRIOS	Admitido que as estruturas das construções podem ter um recalque máximo de 1". Nenhuma correção para o lençol d'água para uma altura (D _w) entre 0 e 2B. Não levada em consideração a história geológica do depósito (pré consolidado, normalmente...)	As modificações introduzidas indicam que a resistência à penetração é uma função de tensão efetiva assim como de densidade relativa	A correção original de Terzaghi e Peck entre N e a densidade relativa é usada. O método é aceitável para baixos valores de q _a . F é considerado um fator de segurança.	é admitido que a presença da água se reflete no número de golpes.	A correção original de Terzaghi e Peck entre N e densidade relativa corresponde a curva de 10 psi ao invés da curva 40 psi (Hipótese admitida). Hipótese admitida é arbitrária. Não existe aparentemente confirmação de campo.	Fator de segurança de 2 para q _a na primeira parte da curva. Figuras se aplicam D e B e areia uniforme. Valores de q _a obtidos são de 50% maiores que os obtidos originalmente por T e P

BIBLIOGRAFIA

- BARATA, F. E. (1966) — "Ensaio de placas para fixação da taxa admissível de fundações diretas" — III Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos — Vol. I B. Horizonte.
- BARATA, F. E. (1971) — "The allowable settlements and the design of foundations" — 4th Panam. Conf. On Soil Mec. and Found. Eng. - Vol. 2 - Porto Rico.
- BARATA, F. E. (1973) — "Prediction of settlements of foundation on sand" — 8th Int. Conf. On Soil Mec. And Found. Eng. - Vol. 2 - Moscou.
- BURLAND, J. B.; BRONS, B. e DE MELLO, V. (1977) — "Behaviour of foundations and structures" - 9th Int. Conf. On Soil Mec. And Found. Eng. Vol. 2 - Tóquio.
- D'APPOLONIA, J. D.; e BRISSETTE, R. (1978) — "Settlement of spread footings on sand" — Journal of the soil mec. And Found. Div. ASCE - Vol. 94 - SM 3.
- D'APPOLONIA, J. D.; D'APPOLONIA, E.; e BRISSETTE, R. (1970) — "Discussion on settlement of spread footings on sand" — Journal Of The Soil Mec. And. Found — Div. ASCE - SM 3 - pp 754.
- DE MELLO, L. G. (1978) — "Sobre a interpretação de prova de carga sobre placa visando previsão de recalques" — VI Cong. Brasil. Mec. Solo e Eng. de Fund. - Volume I - Rio de Janeiro.

- JARDIM, W. F. D. (1980) — "Estudo da pressão admissível de fundações diretas em solo residual de gnaisse através de provas de carga em placas" — Tese Mesurado - COPPE - UFRJ.
- JORDEN, E. E. (1977) — "Settlement in sand method of calculation and factors affecting" — Ground Engineering/Jan.
- MEYERHOF, G. G. (1965) — "Shallow foundations" — Journal Of The Soil Mec. And Found. — Div. ASCE — Vol. 91 SM 2.
- MITCHELL, J. K. e GARDNER (1975) — "In situ measurement of volume change characteristics" — Conf. Of In-Situ Measurement Of Soil Properties - ASCE - Vol. I.
- PARRY, R. H. (1978) — "Estimating Foundation Settlement in sand from plate bearing tests" — Geotechnique, Vol. 28 - No. 1.
- SCHEMERTMANN, J. (1970) — "Static cone to compute static settlement over sand" — Journal Of The Soil Mec. And Foud. Div. — ASCE - Vol. 96 - SM 3.
- SHEMERTMANN J. (1970) — "Suggested method for screw plate load test" — Special Procedures For Testing Soil And Rock For Engineering Purposes — ASTM — 5TP - 479.
- WERNECK, M; JARDIM; W. F. D.; e ALMEIDA, M (1979) — "Deformation modulus of a gneissic residual soil determined from plate loading tests" — Solos e Rochas - Vol. 2 - Dez.