

COMPORTAMENTO DAS FUNDAÇÕES NOS SOLOS VERMELHOS DE LOURENÇO MARQUES

Behaviour of foundations in red soils from Lourenço Marques

por

RUI FURTADO* e JÚLIO BARREIROS MARTINS**

RESUMO – Descrevem-se a origem e natureza dos solos pouco resistentes e de estrutura instável (tipo loess) da zona de Lourenço Marques. Indicam-se as características físicas e mecânicas destes solos e os resultados dos ensaios de campo (cone penetrómetro, S. P. T., ensaios de estacas e de placa) que se realizaram. Mediram-se os assentamentos de edifícios e calcularam-se, a partir destes, as rotações e as curvaturas dos órgãos de fundação. Compararam-se o valor mais frequente da compressibilidade obtida a partir dos ensaios laboratoriais e o que se verificou ser o mais frequente no campo. Refere-se ainda o comportamento de estacas cravadas e moldadas, bem como os valores relativos dos assentamentos de fundações directas e em estacaria.

SYNOPSIS – The nature and origin of weak, metastable soils from Lourenço Marques region are discussed. The mechanical characteristic of these soils are presented and correlated with field tests results (SPT, deep sounding, plate and pile tests).

Settlements of buildings were measured and the rotations and bending of the foundation were computed. Systematic comparison is made between the compressibility measured in laboratory samples and deduced from field tests.

The behaviour of cast-in-situ and driven piles is commented and the settlements of spread footings and piles are compared.

* Especialista do Laboratório de Engenharia de Moçambique

** Prof. Universidade de Lourenço Marques

1 – INTRODUÇÃO

Em relação com o comportamento das funções nos solos vermelhos de grão fino de Lourenço Marques, têm-se coligido resultados dos ensaios efectuados e ganho bastante experiência. Há mais de dez anos que se vêm realizando ensaios laboratoriais – análise granulométrica, teor de humidade, peso específico aparente, permeabilidade, compressibilidade, resistência ao corte e ensaios de campo, tais como cone penetrómetro, S. P. T., e ensaios de placa. Observaram-se os assentamentos de edifícios com fundações directas e em estacaria. Uma tão grande quantidade de resultados não poderia ser dada numa comunicação que se pretende concisa; no entanto, apresentam-se os aspectos relevantes. Os resultados ora apresentados receberam tratamento estatístico e referem-se os valores mais frequentes e os intervalos inter-quartílicos.

2 – ORIGEM E NATUREZA DOS SOLOS

Os solos são areias vermelhas quartzíticas, de grão fino a médio, arredondado, monogranular. Tem uma percentagem, em peso, de $16 \pm 3,6\%$ de silte e argila ($d < 0,076$ mm), não excedendo a última 3%, e apenas $2,9 \pm 1,5\%$ de material de dimensões superiores a 0,599 mm. Formam antigas dunas de 30 a 50 metros de possança que se depositaram no Quaternário (Plistocénico Superior e Epiplistocénico). Uma completa descrição dos aspectos geológicos destes solos foi dada por M. J. Macedo (1971). O clima pode ser considerado como semi-árido, megatérmico, sem excesso de água (Silva Soares, 1964).

3 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS NO LABORATÓRIO

O quadro seguinte indica as propriedades físicas do solo.

	Valor mais frequente	Intervalo interquartílico
Peso específico das partículas sólidas	2.65%	2.62 a 2.65
Peso específico aparente do solo seco	1.61%	1.56 a 1.65
Teor de humidade	5.25%	4.23 a 6.04

Procurou-se uma correlação do tipo $e \times \lg \sigma' = A$, entre o índice de vazios e e $\lg \sigma'$. Utilizando a caixa de corte, encontrou-se como valor mais frequente $A=0,43$, com um intervalo interquartilico de 0.40 a 0.47.

O valor médio das permeabilidades medidas no laboratório foi de $2,25 \times 10^{-3}$ cm/s. O coeficiente volumétrico de compressibilidade, m_v , das amostras intactas decresce rapidamente com a pressão efectiva σ' , principalmente no intervalo $\sigma' = 0,128$ a 0,225 bars (fig. 1).

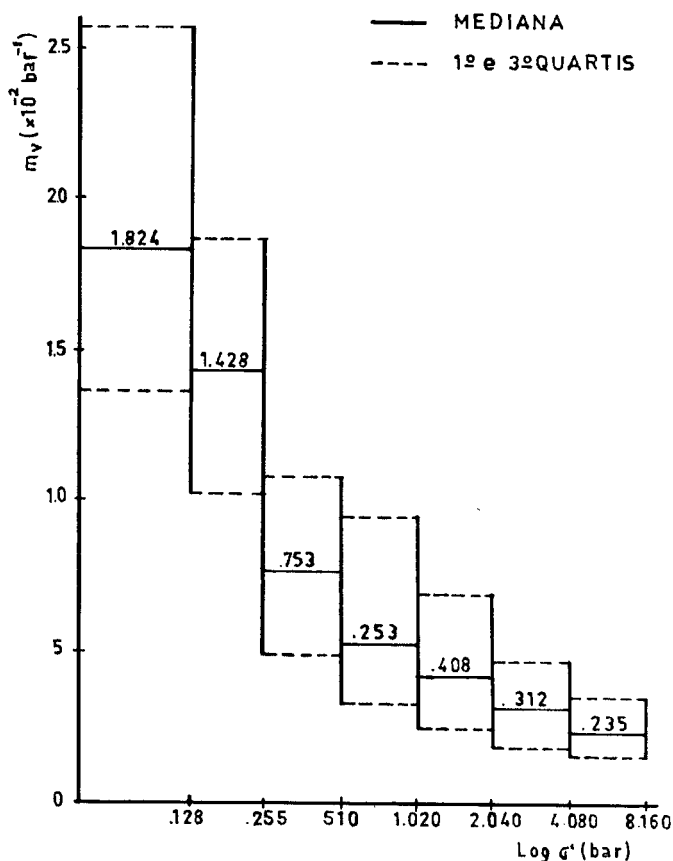


Fig. 1 – Coeficiente volumétrico versus tensão normal efectiva

Os ensaios edométricos revelaram instabilidade da estrutura do solo quando se adiciona água ao solo em carga. A figura 2 mostra o aumento do assentamento quando se adiciona água às amostras durante as cargas usualmente utilizadas (0.128, 0.255, 0.510, 1.020 e 2.040 bars). O quociente entre o assentamento depois da adição de água e o assentamento do solo natural, revelou-se máximo (18,4) para uma pressão de 0.255 bars.

Contudo, relativamente às funções dos edifícios não ocorreram problemas importantes derivados desta instabilidade da estrutura.

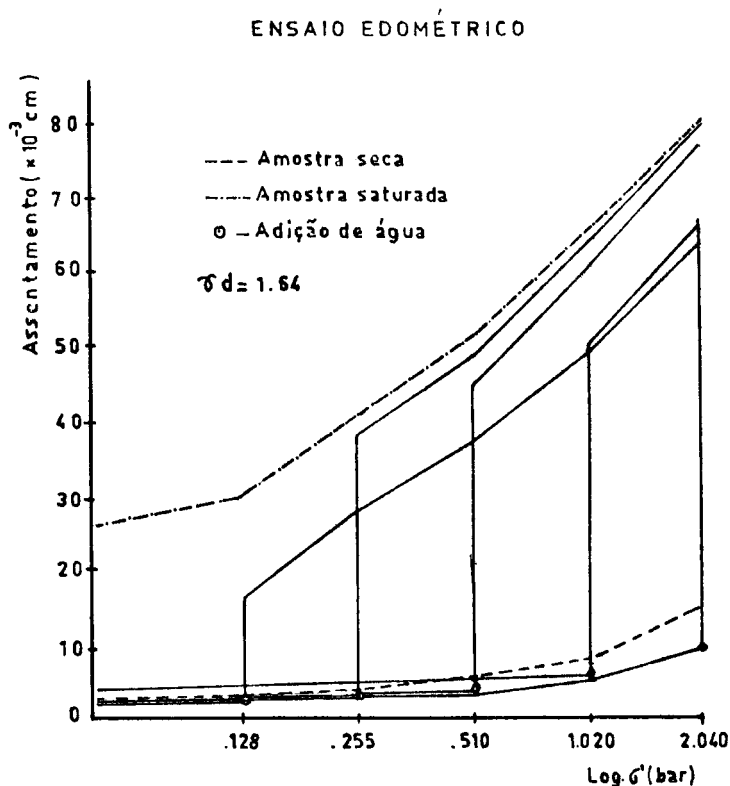


Fig. 2 – Assentamento versus pressão efectiva

4 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS “IN SITU”

A resistência de ponta foi determinada com o cone penetrômetro em 91 pontos; os resultados obtidos são apresentados na figura 3.

Determinou-se o quociente entre a resistência de ponta R_p e o número N_b de pancadas para a penetração de 1 pé no S. P. T., a que se deu um tratamento estatístico. O valor mais frequente obtido em 180 pares de ensaios foi de $K=5,24$ com um intervalo interquartilico de 4.00 a 6.96. Realizaram-se as regressões lineares e parabólica de R_p para N_b , tendo-se verificado que os resultados se ajustam melhor na segunda hipótese.

Efectuaram-se em alguns locais, ensaios de placa circular de diâmetro 0,30, 0,60 e 0,75 metros, de acordo com as normas A. S. T. M. Verificou-se que para a mesma pressão, os primeiros assentamentos aumentavam com as dimensões da placa; no caso ilustrado na figura 4, porém, as tensões limite diminuíram com o aumento da superfície da placa.

5 – COMPORTAMENTO DAS FUNÇÕES DIRECTAS

A maior parte dos edificios até dez andares da cidade estão assentes em sapatas, quer isoladas, quer corridas. No mesmo edificio podem encontrar-se sapatas de diferentes dimensões transmitindo a mesma tensão. No entanto, os assentamentos verificados em nove edificios (cerca de 200 pilares) apresentam uma grande variação (entre 1,1 a 8,8 cm) e o tratamento estatístico que se lhes deu não revelou nenhum valor mais frequente.

Os valores máximos observados foram:

Assentamento diferencial (entre um pilar e o próximo). 3,7 cm

Quociente entre o assentamento e o vão $\text{tg}\Theta \simeq \Theta = 3.2 \times 10^{-3} \text{ rad}$

Curvatura (quociente entre a variação de Θ e o vão médio) $\frac{1}{R} = 1,0 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$

Estes valores foram obtidos logo após a conclusão dos edificios. Os assentamentos totais, no entanto, continuaram a ter importantes acréscimos ao longo do tempo. Ao fim de cinco anos, o assentamento total dum edificio aumentou até um máximo de 66%. Por outro lado, a variação com o tempo do assentamento diferen-

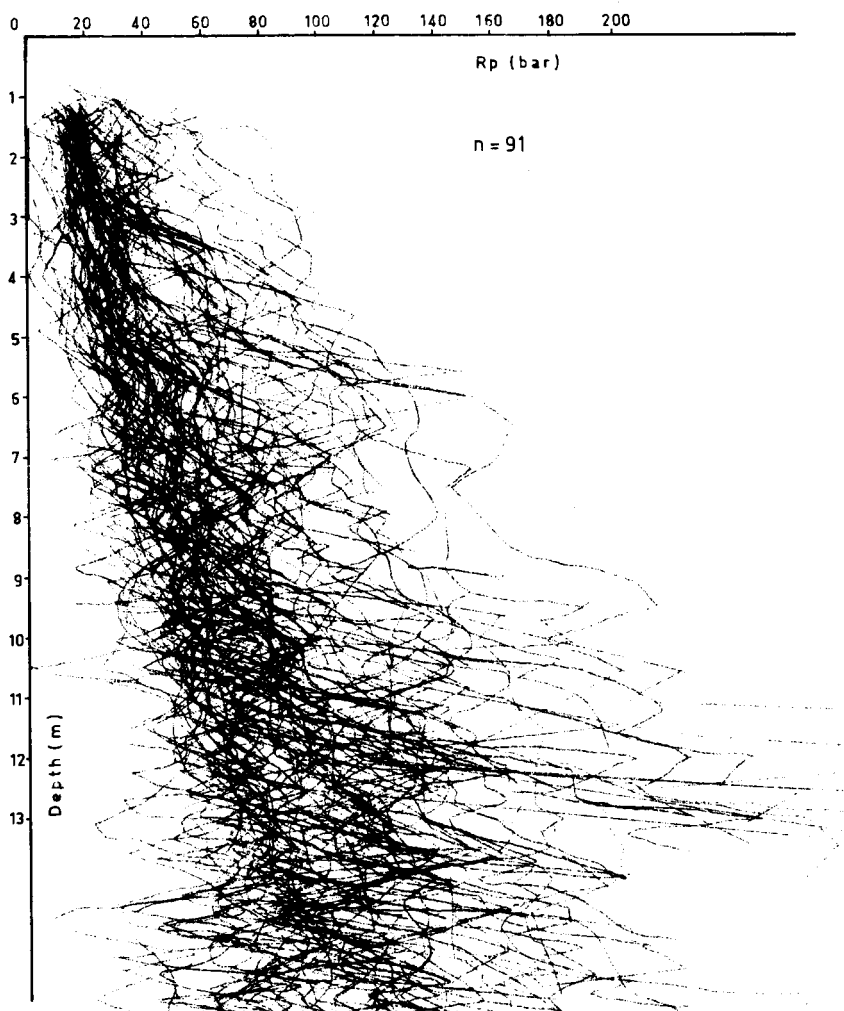


Fig. 3 – Resistência de ponta versus profundidade

cial é bastante irregular. O assentamento dum pilar é claramente influenciado pelo dos pilares vizinhos; se estes tenderem a assentar mais depressa, o assentamento daquele também aumenta.

Num edifício, vinte meses após a construção terminada, o assentamento diferencial aumentou numa percentagem variável entre 66 e 228%

Em relação ao quociente entre o assentamento diferencial e o vão, $\text{tg}\Theta$, o valor máximo verificado é maior do que o permitido em alguns regulamentos, tais como o soviético (2×10^{-3} rad). No entanto, não houve sinais de fendilhação ou de fissuração. Consideram os autores que $\text{tg}\Theta$ não é o único parâmetro crítico a ter em conta nas tensões introduzidas numa estrutura.

Estas estarão melhor traduzidas pela curvatura do que pela variação do assentamento diferencial, i.e., $\text{tg}\Theta$. De facto, se o edifício rodar como um corpo rígido o assentamento diferencial pode ser muito grande, e, no entanto,

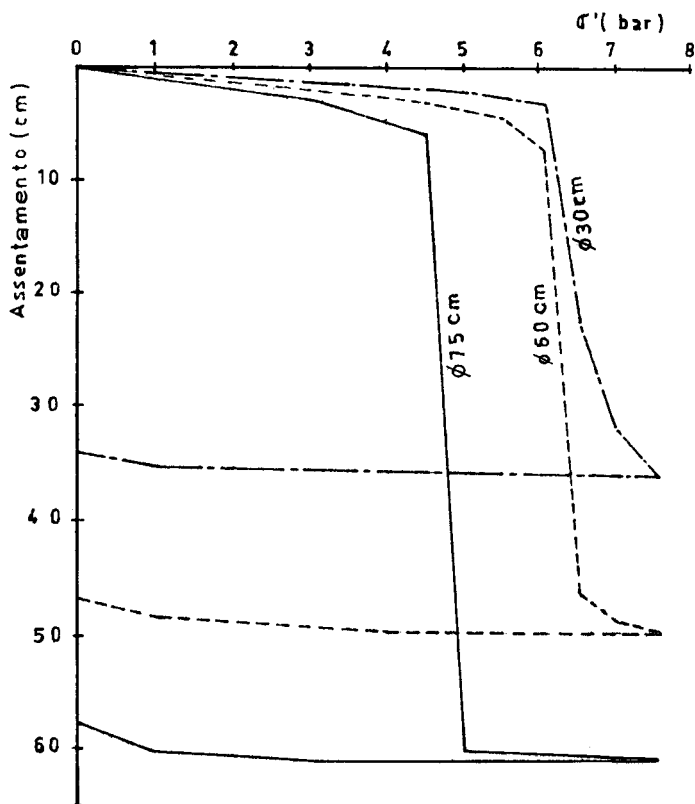


Fig. 4 – Ensaio de placa circular

não surgirão na estrutura tensões devidas a esse facto. Num caso, um alinhamento de sapatas rodou de um ângulo de 3×10^{-3} rad, mas, dado que se processou como rotação dum corpo rígido, não apareceram fissuras. Noutro caso, uma rotação ainda maior não provocou a ocorrência de tensões, embora tenham surgido dificuldades com a verticalidade das calhas dos elevadores.

No que se refere à curvatura, num edifício observado durante cinco anos, verificou-se uma grande variação depois da construção terminada. Este facto pode considerar-se como causado pelas oscilações da temperatura e do teor de humidade do solo, dando origem a variação da interação solo-estrutura ao longo do tempo.

6 – COMPRESSIBILIDADE DETERMINADA A PARTIR DOS VALORES DOS ASSENTAMENTOS E DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS

De modo a dar-se um tratamento estatístico aos valores obtidos quer no campo, quer no laboratório, comparou-se a compressibilidade natural C determinada a partir dos valores do assentamento de acordo com a fórmula usual (Jumikis, 1962).

$$\Delta = 0,79 \frac{p}{C} w A \quad (1)$$

em que:

Δ – assentamento numa sapata rígida

p – tensão média

w – coeficiente de forma

A – área da sapata

$C = E / (1 - \nu^2)$

E – módulo de Young

ν – coeficiente de Poisson

com:

$$C_{(lab)} = \frac{E}{1 - \nu^2}$$

sendo:

$$E = \frac{1}{m_v} \times \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (2)$$

em que m_v é o coeficiente volumétrico de compressibilidade devido a Terzaghi, medido no ensaio edométrico (Giroud, 1969). O valor considerado para o coeficiente de Poisson foi $\nu=0.3$. A expressão (2) toma em consideração a não existência de deformação lateral no ensaio edométrico.

Obtiveram-se, assim, os seguintes valores:

	$C_{\text{(Campo)}}$ bares	$C_{\text{(Lab)}}$ bares
Valor mais frequente	195	204
Intervalo interquartilico	183 a 249	122 a 368

O número de ensaios laboratoriais foi de 44 e o de pontos onde se mediu o assentamento de 96.

Embora os valores mais frequentes de C obtidos pelas duas vias não sejam muito diferentes, o mesmo já não se verifica se compararmos as condições no campo e no laboratório, apesar de as amostras ensaiadas serem intactas e estarem sujeitas às mesmas pressões (1 a 2 bares). De facto, verificou-se que de 2 a 24 horas após o início dos ensaios laboratoriais não surgiram assentamentos significativos, enquanto que no campo eles continuavam durante anos. Como as fórmulas (1) e (2) consideram o solo como um corpo elástico, logo só devem ser consideradas para cargas instantâneas e correspondentes assentamentos. A fórmula (1) também não toma em consideração a profundidade da fundação e a tensão sob a sapata devida às que lhes estão próximas.

7 – COMPORTAMENTO DE ESTACAS E DE FUNDAÇÕES EM ESTACARIA

Ensaíram-se quatro estacas cravadas, duas moldadas com adição de água e uma moldada sem adição de água. A figura 5 mostra os resultados obtidos.

Nota-se, nitidamente, que as estacas moldadas com adição de água têm uma capacidade de carga muito menor e, para a carga de serviço (60 ton.), um assentamento muito maior do que qualquer das outras. Contudo, os assentamentos verificados em edifícios assentes sobre aquele tipo de estaca, não foram significativamente maiores do que os observados em edifícios fundados em estacas cravadas ou moldadas sem adição de água; isto resulta, certamente, do facto de as estacas serem ensaiadas algumas semanas após a betonagem, enquanto que demorando a construção dum edifício cerca de um ano, existe tempo suficiente para que a água que rodeia a estaca migre para o solo circunvizinho, não saturado; também é de admitir que o maciço de encabeçamento desempenhe um papel importante na absorção da carga total (Vésic, 1969).

O quociente entre as medianas dos assentamentos totais de pilares assentes sobre sapatas isoladas (34 mm) e sobre grupos de estacas (5 mm) varia muito. Nos casos considerados não houve significativo efeito de grupo no assentamento; tal é compreensível para estacas cravadas, pois, se no grupo é maior o volume de solo a ser comprimido, por outro lado o solo fica com uma densidade superior devido à cravação; contudo, o mesmo raciocínio já não é aplicável para estacas moldadas, pelo que o não aparecimento do efeito será possivelmente devido à interacção entre as cabeças das estacas, i.e., o maciço de encabeçamento desempenha também um importante papel na redução do assentamento do grupo.

8 – CONCLUSÕES

O solo vermelho de Lourenço Marques tem uma distribuição granulométrica muito regular; contudo, as suas características mecânicas tem uma grande dispersão. Portanto, o estudo destas características e a sua relação com os valores de campo, só tem significado, quando os dados obtidos são em grande número e são sujeitos a um tratamento estatístico. É convicção dos autores que é este o caso da maior parte dos dados experimentais na Mecânica dos Solos.

O assentamento dos grupos de estacas é muito menor que o previsível a partir do ensaio de carga duma estaca isolada, possivelmente devido à interacção das cabeças das estacas, que deverá ser cuidadosamente investigada.

Para obter conclusões válidas é necessário que se disponha de construções de confiança e de um sistema conveniente para medir, em qualquer momento, a carga real sobre os pilares dum edifício de molde a que se possam obter as verdadeiras curvas carga-assentamento.

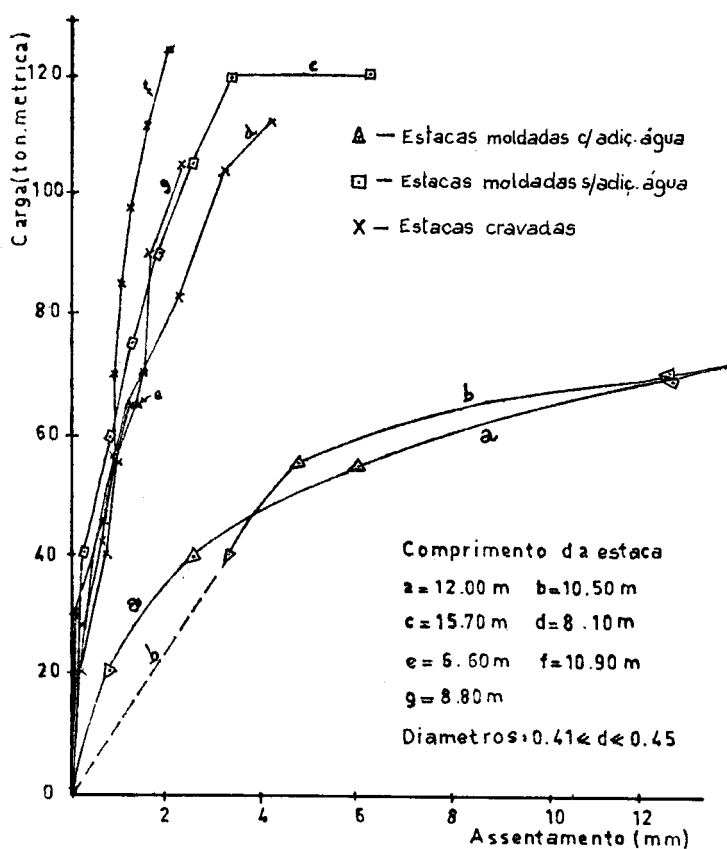


Fig. 5 — Ensaio de carga

9 – AGRADECIMENTOS

Os valores de laboratório e de campo foram obtidos pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique. Agradecimentos são devidos ao Sr. Moura da Silva pelo seu árduo trabalho no tratamento dos dados e realização dos cálculos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) GIROUD, J. P. – “Foundation rectangulaire, linéairement: tassement et contraintes”; Annales de l’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics Jan 1969, n.º 253, p. 84
- (2) JUMIKIS, A. R. – “Soil Mechanics” Van Nostrand (1962)
- (3) MACEDO, M. J. A. – “Contribution for study of red soils of the city of Lourenço Marques”, Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, Agosto 1971, 1-60 a 1-65
- (4) SILVA SOARES – “Estudo do clima da província de Moçambique” 5.ªs Jornadas Silvo-Agronómicas
- (5) “Calcul des foundations et murs de soutement” Editions Eyrolles (1966).
- (6) VÉSIC, A. S. – “Experiments with instrumented pile groups in sand”, ASTM, STP 444 (1969), 172-222