

Ensaio de cone em um aterro arenoso compactado

Arthur Veiga Silverio Pinheiro

Engenheiro Pesquisador, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, arthur_veiga@poli.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Professora Adjunta, UFRJ-Macaé, Macaé, Brasil, jannuzzi@macae.ufrj.br, jannuzzi@coc.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger

Professor Titular, Coppe e Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

Renato Goldbach

Diretor, Soloteste Engenharia Ltda., Rio de Janeiro, Brazil, Renato.Goldbach@Soloteste.com.br

RESUMO: As sondagens à percussão representam a investigação geotécnica mais realizada no Brasil para o projeto de fundações. Por outro lado, os ensaios de cone (CPT) e piezocone (CPTU) não representam ainda prática em projetos de fundações no Brasil. O projeto de uma estrutura com consultoria estrangeira, na Barra da Tijuca, zona oeste do Rio de Janeiro, demandou a realização de ensaios de cone para o projeto de fundações superficiais em um aterro arenoso compactado. O presente trabalho apresenta e analisa os resultados dos ensaios realizados, relatando problemas de execução nesse tipo de material. Valores extremamente elevados de resistência de ponta e atrito lateral foram obtidos, associados a uma compactação relativa pelo menos igual a 100%, mesmo a profundidades pequenas (no máximo 3 m), ou seja, baixas tensões verticais. Os valores obtidos foram atribuídos a elevadas tensões horizontais provocadas pela compactação.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de cone, CPT, areia, compactação, compactação relativa.

ABSTRACT: SPT is the most common type of soil investigation in Brazil for foundation design. The CPT and the CPTU are not yet a regular practice for that purpose. CPTs for the design of foundations for a special case of shallow foundations on a compacted embankment have been performed. The results of such tests have been analysed, and the difficulties to perform the tests in this kind of material were reported. Very high cone penetration and sleeve friction have been obtained, indicating a relative density of at least 100%, even at shallow depths, i.e. small vertical effective stresses. The obtained values were attributed to high horizontal stresses developed during compaction.

KEYWORDS: Cone penetration test, CPT, sand, compaction, relative density.

1 Introdução

Os ensaios de cone (ou CPT) chegaram ao Brasil em meados da década de 1950, trazidos pela empresa multinacional Franki (Companhia de Estacas Franki, na ocasião), para emprego em seus projetos de fundação em estacas (Velloso 1959). O equipamento trazido na ocasião é ilustrado na figura 1. Vale salientar que nessa época as próprias sondagens à percussão não estavam padronizadas no Brasil, havendo vários equipamentos atuando simultaneamente (e.g., Belincanta e Cintra 1998).

À medida que o tempo foi passando, e sondagens à percussão foram sendo realizadas, um banco de dados que correlacionava resultados de sondagens à percussão com os de ensaios de cone foi sendo estabelecido, e este ensaio passou a ser utilizado com muito menos frequência pela empresa Franki. Com a mesma finalidade, ou seja, auxílio em seus projetos de fundações, a empresa Geotécnica produziu um equipamento de ensaios de cone semelhante ao mostrado na figura 1, o qual foi empregado no desenvolvimento do método de Barata (1962) para a estimativa de recalques de fundações superficiais, inicialmente no projeto e construção das fundações de tanques e outras estruturas da Refinaria Duque de Caxias, no Rio de Janeiro, em final da década de 1950 e 1960.

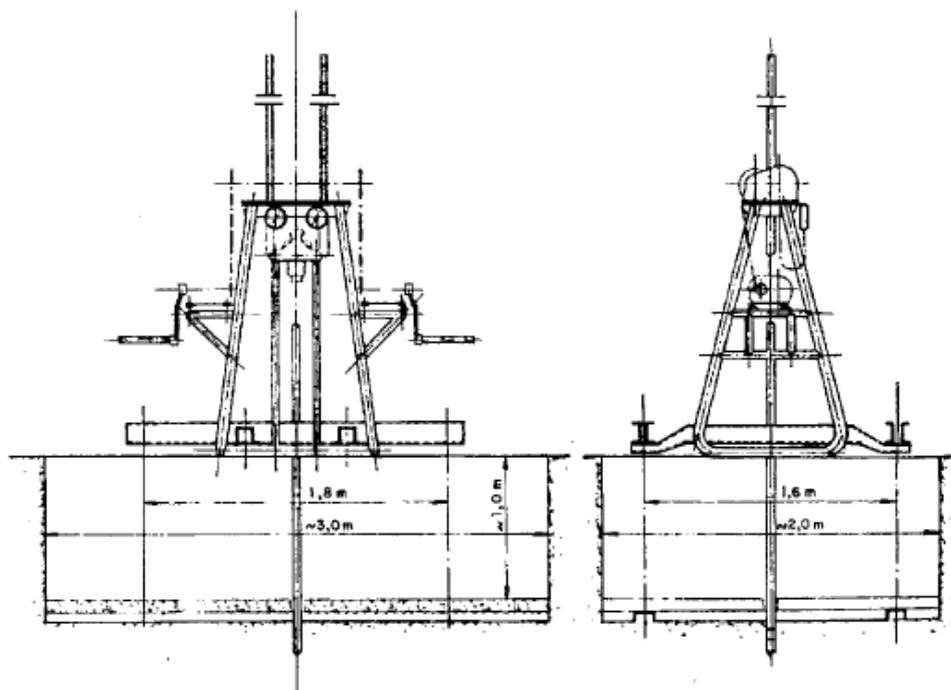


Figura 1. Primeira máquina de cravação de ensaios de cone utilizada no Brasil (Velloso, 1959).

A despeito dessa utilização, que pode ser considerada intensa, especialmente para a época, o fato é que o emprego de correlações entre resultados de sondagens à percussão e ensaios de cone fez com que ao longo do tempo os ensaios de cone passassem a ter uma utilização bastante restrita na prática da engenharia. Foi através das universidades que o ensaio de cone acabou retornando à prática e um mercado novo se abriu para a iniciativa privada, mas não mais com o cone, e sim agora com o piezocone, ou seja, com o acréscimo da medida de poro-pressão além da resistência de ponta e de atrito lateral. Entretanto, tal utilização não visava o projeto de fundações, mas fundamentalmente de aterros sobre solos moles (Danziger et al. 1997).

Recentemente, nos últimos cinco anos aproximadamente, os ensaios de cone (e piezocone) passaram a ter uma utilização também para o projeto de fundações, seja sendo solicitado por projetistas e consultores brasileiros, que conhecem seu potencial, seja por estrangeiros atuando no Brasil. Esse caso é o que ocorreu no trabalho ora apresentado, aonde foram realizados ensaios de cone juntamente com sondagens à percussão para o projeto de fundações superficiais em areia.

2 O empreendimento e os ensaios realizados

2.1 O empreendimento

Trata-se de um templo religioso, parte do Complexo de Templos LDS do Brasil, a ser construído em terreno situado na Avenida das Américas 10.335, na Barra da Tijuca, zona oeste da cidade do Rio de Janeiro. Uma primeira campanha composta por 26 sondagens à percussão foi realizada pela empresa Soloteste Engenharia Ltda. em março de 2013. As sondagens apresentam um perfil composto apenas de materiais arenosos, relativamente homogêneo na direção horizontal. O boletim de uma sondagem típica é apresentado na Figura 2. Conforme se observa, a primeira camada apresenta N entre 16 e 23, ou seja, areia medianamente compacta e compacta.

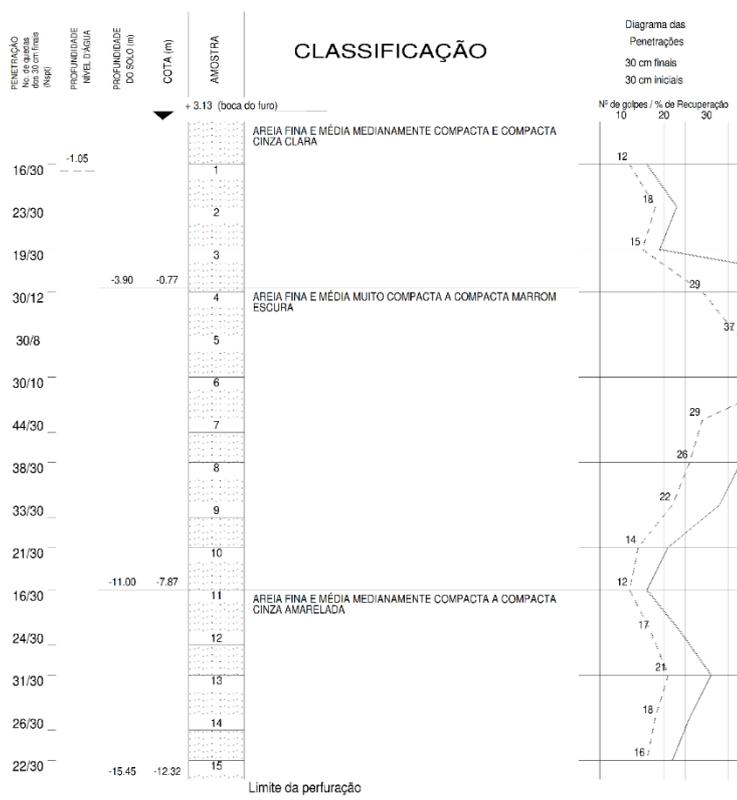


Figura 2. Boletim de sondagem típico.

As sondagens realizadas fizeram com que o projetista optasse pelo uso de fundações superficiais, que seriam assentes em um aterro compactado, de espessura de cerca de 3 m, diretamente sobre o material natural. Após a realização do aterro compactado, foram especificados ensaios de cone, que foram realizados em 2017.

2.2 Os ensaios realizados

A Figura 3 a seguir ilustra o local da execução dos ensaios. Tendo em mente que máquinas de pequeno porte – como a empregada – possuem limitação de profundidade de ensaio em função da capacidade do sistema de ancoragem, procurou-se realizar os primeiros ensaios na região com menor umidade aparente, para se tentar viabilizar maiores profundidades de ensaio.



Figura 3. Local de realização dos ensaios de cone.

O seguinte procedimento foi adotado: i) Para cada vertical foram instaladas as ancoragens, que, em todos os casos, consistiram em dois conjuntos de 3 m de hastes lisas e 3 m de hastes com helicoides de diâmetro 0,1 m. Dessa forma, a ancoragem posicionou-se sempre em solo natural, já que a espessura do aterro era de certa forma constante, em torno de 3 m. ii) O processo de cravação foi feito à velocidade constante de 20 mm/s, sendo interrompido a cada metro para adição de uma nova haste à composição.

A profundidade máxima estabelecida pelo projetista era de 6 m. Os ensaios tiveram essa pequena profundidade prevista dada a necessidade da avaliação da compactação executada no aterro e sua influência no solo subjacente. Entretanto, quase todos os ensaios atingiram profundidades menores, por limitação da capacidade da máquina de cravação (170 kN), flambagem das hastes ou ruptura das ancoragens. As nove verticais de ensaios estão relacionadas na tabela 1.

É interessante, nesse ponto, realizarem-se algumas considerações a respeito da questão operacional do ensaio de CPT em situações semelhantes à do presente caso. Como mencionado, três foram os fatores limitantes, que cabem ser analisados. O primeiro é a capacidade da máquina de cravação, da ordem de 170 kN (17 tf). A maior componente de carga para atingir esse valor é o atrito lateral acumulado ao longo das hastes, mesmo no presente caso de comprimento de hastes relativamente pequeno. De fato, ao se considerar os valores medidos (apresentados adiante) de resistência de ponta, q_c , da ordem de 40 MPa, chega-se a uma carga de ponta de 40 kN (4 tf). Admitindo-se agora uma resistência de atrito lateral média de 200 kPa e 3 m de comprimento de haste, chega-se a um valor de carga de atrito de quase 190 kN (19 tf), superior à capacidade da máquina. Cabe salientar nesse ponto que mesmo equipamentos montados em caminhão têm sistemas hidráulicos limitados a cerca de 200 kN (20 tf), portanto também teriam dificuldades no caso ora analisado. Quanto à reação, é o elemento mais simples de ser conseguido, de vez que caminhões podem atingir valores superiores à capacidade da máquina. O último dos elementos limitantes é a haste, que apresentou tendência de flambagem mesmo em ensaio sem pré-furo (Figura 4), o que representa uma limitação importante do ensaio, de vez que a haste utilizada é a mesma empregada em equipamentos montados em caminhões. Em outras palavras, ensaios de CPT a serem realizados em solos com características semelhantes às do material ora analisado necessitam de procedimentos operacionais especiais, como por exemplo o emprego de hastes com dispositivos que permitem jatos d'água em profundidade acima da região de ensaio, tanto durante a cravação como durante a retirada, além de serem fabricadas com aço especial de elevada resistência.

Tabela 1. Ensaios de cone realizados.

Designação	Data de realização	Profundidade máxima atingida (m)	Motivo do encerramento do ensaio
CPT 01	22/08/2017	3,15	Limite de capacidade de cravação do equipamento
CPT 02	22/08/2017	1,82	Ruptura das ancoragens
CPT 03	23/08/2017	2,91	Limite de capacidade de cravação do equipamento
CPT 04	22/08/2017	2,11	Limite de capacidade de cravação do equipamento
CPT 05	22/08/2017	1,75	Ruptura das ancoragens
CPT 06	23/08/2017	2,07	Flambagem do conjunto de hastes
CPT 07	23/08/2017	5,8	Comprimento máximo especificado pelo cliente, 5,8 m (~6m)
CPT 08	23/08/2017	3,38	Limite de capacidade de cravação do equipamento
CPT 4 - (pré-furo)	23/08/2017	3,27	Flambagem do conjunto de hastes, com pré-furo



Figura 4. Início de flambagem do conjunto de hastes no CPT-06, mesmo sem pré-furo.

3 Apresentação e análise dos resultados

São apresentados na Figura 5 os gráficos de resistência de ponta q_c e atrito lateral f_s , bem como a inclinação do cone com a vertical, de todos os ensaios realizados. Constata-se que a inclinação do cone com a vertical não foi significativa, e de fato a interrupção do ensaio não pode ser relacionada a uma elevada inclinação das hastes.

Observa-se uma boa repetibilidade dos ensaios, indicando que o aterro teve execução razoavelmente uniforme. O único dos ensaios que conseguiu ultrapassar a camada de aterro compactado mostra uma transição para o material natural fácil de se identificar. Mostra, ainda que qualitativamente, que o material do aterro é mais compacto que o solo original, pois apresenta maior valor de resistência de ponta em uma profundidade (ou estado de tensões) menor.

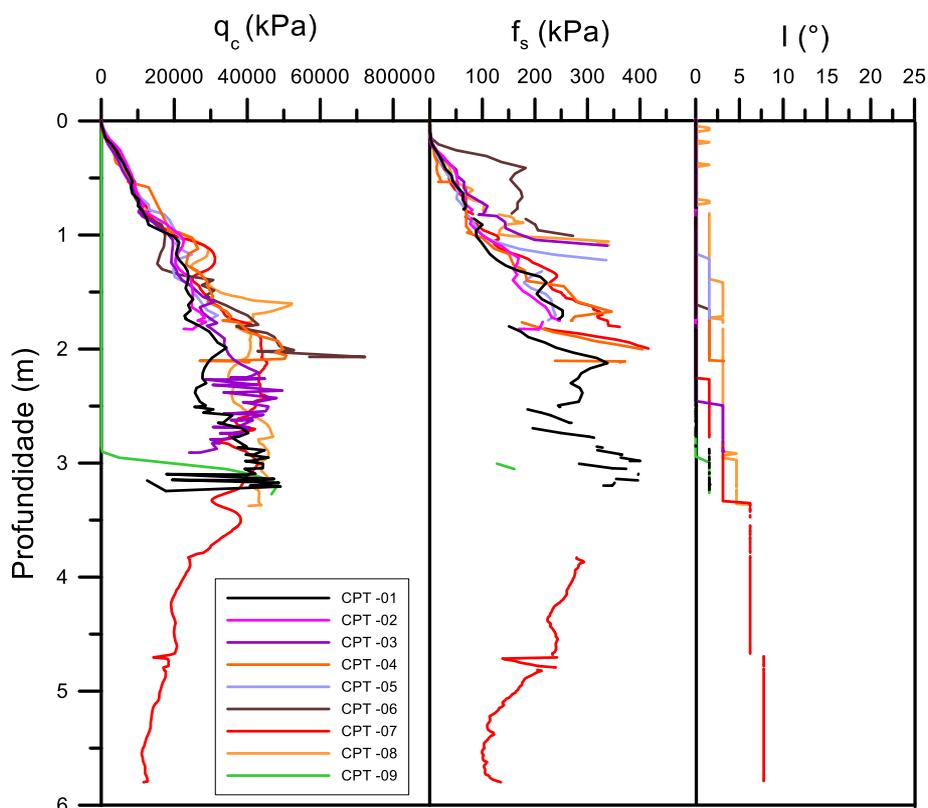


Figura 5. Resultados dos ensaios de cone realizados.

De forma geral, com os dados obtidos pode-se dividir o material como possuindo 3 comportamentos: i) uma tendência de valores crescentes linearmente com a profundidade (tanto de q_c como f_s), até aproximadamente 1,75m; ii) de 1,75 m a 3,25 m, uma tendência de valores constantes, ainda no aterro; c) de 3,25 m a 5,80 m, uma tendência decrescente de resistências, já no solo natural. Os valores médios das grandezas medidas relativas a esses comportamentos foram considerados na análise que se segue (tabela 2). Na tabela está incluído ainda o valor da relação de atrito, $FR = f_s/q_c$.

É interessante nesse ponto verificar-se a tendência de comportamento do solo, empregando-se proposta recente de Robertson (2012) para classificar o comportamento do solo como drenado ou não-drenado, compressivo ou dilatante, conforme ilustra a Figura 6.

Pode-se verificar que o comportamento do aterro é drenado dilatante. Pode-se dizer que a proposta de Robertson (2012) foi capaz de prever bem o comportamento do solo compactado do aterro. Quanto ao comportamento drenado, não há dúvidas, e o comportamento dilatante é explicado pela compactação, gerando elevados valores de tensão horizontal. Cabe salientar que o comportamento 1 sequer pôde ser incluído no gráfico.

Tabela 2. Valores médios aproximados nos ensaios nos trechos considerados.

Comportamento	Profundidade média (m)	q_c (kPa)	f_s (kPa)	FR(%)
1	0,88	16125	150	0,93
2	2,50	32250	300	0,93
3	4,52	21125	225	1,07

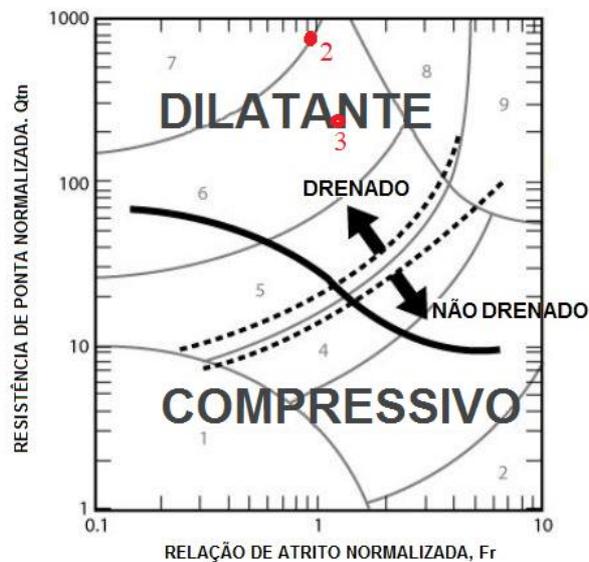


Figura 6. Limites aproximados do comportamento dilatante-compressivo e drenado-não drenado (modificado de Robertson 2012).

No que concerne aos parâmetros geotécnicos, para solos granulares a resistência à penetração do cone pode ser utilizada na previsão da compacidade relativa, D_r , ou do ângulo de atrito ϕ' . Para a estimativa de D_r Jamiołkowsky et al. (1985) sugeriram a equação (1) abaixo.

$$D_r = -98 + 66(\log_{10} q_c / \sigma'_{vo,0.5}) \quad (1)$$

sendo q_c e σ'_{vo} expressos em tf/m^2

Segundo aqueles autores, a equação (1) fornece uma estimativa da compacidade relativa com um erro de +/- 20% para depósitos normalmente adensados (faixa de incerteza intrínseca do método). Para depósitos pré-adensados o valor de σ'_{vo} deve ser substituído pelo valor de σ'_{ho} , o que requer algum nível de julgamento geotécnico. No caso do presente trabalho, considerou-se σ'_{vo} pelo desconhecimento do valor de σ'_{ho} . Dessa forma, a previsão de D_r deve ser vista com ressalvas.

A conversão de D_r em ângulo de atrito pode ser feita segundo abordagens diversas, por exemplo a de De Mello (1971), equação (2),

$$(1,49 - D_r)\tan\phi' = 0,712 \quad (2)$$

e Bolton (1986), equação (3)

$$\phi' = 33 + 3(D_r(10 - \ln p') - 1) \quad (3)$$

sendo p' a tensão média expressa em kN/m^2 e D_r , expressa em decimais. Da mesma forma que no caso anterior adotou-se a pressão média como sendo o valor de σ'_{vo} . Os valores obtidos estão apresentados na tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros geotécnicos médios

Comportamento	D_r (%) Jamiołkowsky et alii, 1985	ϕ' (°) De Mello (1971)	ϕ' (°) Bolton (1986)
1	112	63	56
2	114	64	52
3	92	51	45

Conforme esperado, obtiveram-se valores extremamente elevados para os valores de D_r e ϕ' para as propostas analisadas.

É ainda interessante compararem-se os valores medidos com resultados de ensaios de cone em câmara de calibração, e a areia de Ticino, normalmente adensada, é empregada para essa comparação (Figura 7). Os valores obtidos no aterro, nos ensaios relatados no presente trabalho, situam-se bem acima de todos os valores da areia de Ticino, o que é explicado pelas elevadas tensões horizontais provenientes da compactação. O solo natural situa-se no limite superior, mas ainda na faixa medida nos ensaios de Ticino.

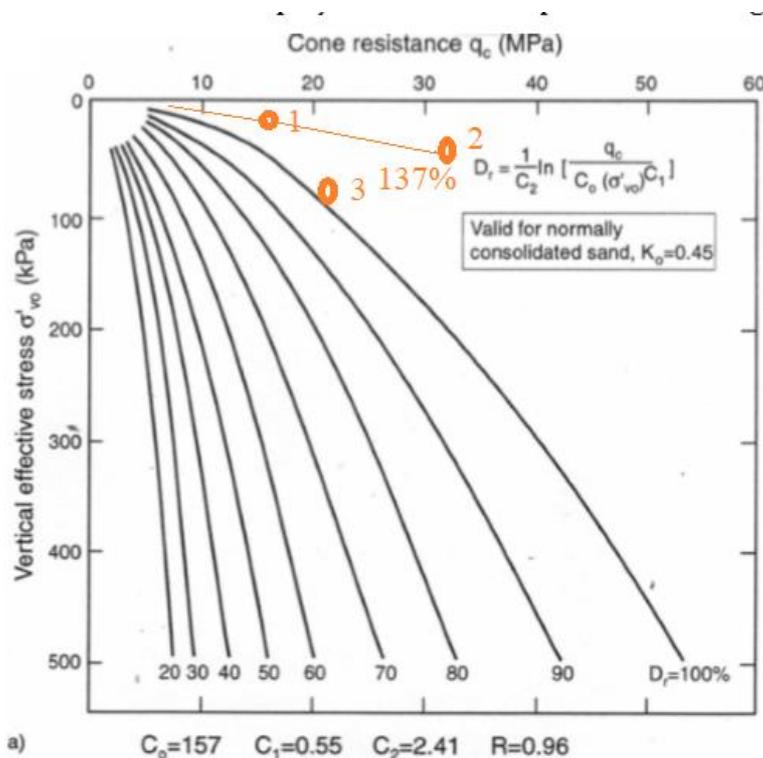


Figura 7. Relação entre q_c , σ'_{vo} e D_r para areia normalmente adensada de Ticino (modificado de Baldi et al. 1986 por Lunne et al. 1997), com dados obtidos na presente campanha de ensaios.

4 Conclusões

Foram apresentados e analisados os resultados de ensaios de cone realizados em um aterro arenoso compactado sobrejacente a solos de natureza também arenosa. Os ensaios realizados não conseguiram penetração significativa no material, em apenas um caso tendo sido ultrapassado o material do aterro. As dificuldades de realização de ensaios de cone em condições semelhantes ao caso analisado foram discutidas. Valores extremamente elevados de resistência de ponta e atrito lateral foram obtidos, associados a uma compacidade relativa de pelo menos 100%, mesmo a profundidades pequenas (no máximo 3 m), ou seja, baixas tensões verticais. Os valores obtidos foram atribuídos a elevadas tensões horizontais provocadas pela compactação, que se refletem também no tipo de comportamento de solo (Robertson, 2012), drenado-dilatante.

AGRADECIMENTOS

Ao Edgard Bispo e ao Roberto Marinho pela ajuda na realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, N., JAMIOLKOWSKI, M., MARCHETTI, S., E PASQUALINI, E. (1986). Flat dilatometer tests in calibration chambers. Proceedings, In Situ, ASCE, *Specialty Conference on use of in situ tests in geotechnical engineering*, Blackburg, VA, Geotechnical special publication, 6, pp. 431.
- BARATA, F. E. (1962). *Tentativa de Racionalização do Problema da Taxa Admissível de Fundações Diretas*. Tese de Livre Docência, ENE, Universidade do Brasil.
- BELINCANTA, A. E CINTRA, J. C. A. (1998). Fatores Intervenientes em Variantes do Método ABNT para Execução do SPT, *Solos e Rochas*, ABMS, vol. 21, n. 3, pp. 119-133.
- BOLTON, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique* 36.
- DANZIGER, F.A.B., ALMEIDA, M.S.S., BEZERRA, R.L. (1997). Piezocone research at COPPE/UFRJ. In: *Proceedings of the Int. Symp. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, v. 1, pp. 229-236.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T, LANCELLOTTA, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils – Theme lecture, *Proceedings XIth ICSMFE*, Vol.1, p. 57-153, San Francisco, EUA.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K., POWELL, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Test in Geotechnical Practice*, London, Blackie Academic & Professional.
- MELLO, V.F.B. (1971). The standard penetration test. In: *Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng*, 4, Porto Rico. Proc., v.1, p.1-87.
- ROBERTSON, P. K. (2012) Interpretation of in-situ tests – some insights. Mitchell Lecture – *International Symposium on Site Characterization, ISC`4*, Recife, PE, Brasil.
- VELLOSO, D.A. (1959). O Ensaio de Diepsondering e a Determinação da Capacidade de Carga do Solo. *Rodovia*, No.29, pp3-7, Rio de Janeiro.