

Artigo REF: 28A003

## **CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS DA FUNDAÇÃO DA NOVA PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE. PREVISÕES E VERIFICAÇÃO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CARGA PELO MÉTODO DE OSTERBERG**

**Nuno Cruz<sup>1(\*)</sup>, António Viana da Fonseca<sup>2</sup>, Paulo Lopes Pinto<sup>3</sup> e Ricardo Andrade<sup>4</sup>**

<sup>1</sup>Direcção de Geotecnia da MOTA-ENGIL; Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal

<sup>2</sup>Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal

<sup>3</sup>Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra

<sup>4</sup>Direcção de Geotecnia da MOTA-ENGIL – Porto, Portugal

(\*)*Email*: nbdfcruz@gmail.com

### **RESUMO**

A determinação da capacidade de carga de estacas é directamente dependente da interpretação das curvas carga-assentamento a partir do topo do elemento estrutural, pelo que a realização de ensaios de carga bem instrumentados, tornam possível a calibração dos métodos de cálculo a partir das curvas de transferência de carga obtidas em profundidade para níveis de carregamento crescentes. O dimensionamento das estacas da nova Ponte sobre o Rio Zambeze (Caia – Chimuara, Moçambique) foi realizado tendo em conta 2 metodologias distintas: métodos baseados em ensaios SPT (FHWA, Reese & O'Neill, 1999) e métodos baseados em resultados CPT (Código Francês de Fundações, LCPC), que forneceram resultados algo distintos. Neste contexto, foram executados ensaios de carga em estacas (Osterberg), para aferição das condições reais e definição da aplicabilidade de cada metodologia. Os resultados obtidos e respectiva análise comparativa são apresentados em seguida.

### **ABSTRACT**

The evaluation of pile bearing capacity is dependent on the interpretation of the pile head load-settlement curve and the determination of the shaft and toe resistances in careful and well instrumented tests, making possible to calibrate design methods from load transfer curve in depth for progressive loading levels. In the New Zambezi Bridge (Mozambique, Caia – Chimuara) deep foundations have been designed taking into consideration different methodologies: methods based in SPT data (Reese & O'Neill) and methods based in CPT data (Bustamante & Giasenelli, 1982), giving rise to some scatter in final results. For the complete and trustful solution, static load tests in piles were executed using Osterberg test method, in order to obtain a simple way to evaluate shaft load transfer and define the applicability of each empirical methodology. Results of this comparative analysis are presented and some suggestions are presented for regional practice.

### **1. INTRODUÇÃO**

A determinação da capacidade de carga, por ponta ou atrito lateral, de estacas e dos assentamentos necessários à sua mobilização no complexo mecanismo de transferência de carga é um assunto de reconhecida importância no contexto da geotecnia de fundações, que em regra não se apresenta consensual. Com efeito, existem diversas metodologias disponíveis

para estas avaliações, as quais exibem com frequência alguma disparidade na ordem de grandeza dos resultados finais. A realização de ensaios de carga em estacas torna-se, por isso, numa ferramenta de grande utilidade tanto para a aferição dos modelos de cálculo mais adequados a cada situação particular, com especial ênfase para o binómio maciço de características geomecânicas específicas e método construtivo adoptado. Este trabalho deve ser feito sempre que não são conhecidas correlações objectivas e é recomendado pelas normativas internacionais consagradas, como é o caso do recentemente aprovado eurocódigo estrutural EC7, contribui para um conhecimento mais generalizado da aplicabilidade associada a cada metodologia e a cada realidade regional e industrial.

No presente trabalho apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos no âmbito da obra da Nova Ponte sobre o Rio Zambeze em Moçambique, cujo controlo das condições de fundação foi efectuado com base em ensaios de carga em estacas com recurso a células de expansão do tipo Osterberg.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

A geologia da área em estudo encontra-se descrita na Carta Geológica de Moçambique (1:1.000.000) editada pelo Instituto Nacional de Geologia do Ministério dos Recursos Minerais.

Do ponto de vista geomorfológico a bacia do rio Zambeze encontra-se representada por várias superfícies de aplanção associadas a 4 ciclos principais de erosão, nomeadamente:

- a) Zona da Montanha, associada ao ciclo de Gondwana.
- b) Região dos Grandes Planaltos, associada ao ciclo Africano.
- c) Planaltos médios, associados ao ciclo do Zumbo.
- d) Planícies costeiras associadas ao ciclo do Congo ( Chire e Zambeze )

O local da obra encontra-se instalado na última unidade geomorfológica, que configura alguns aspectos tectónicos marcantes para o dimensionamento estrutural. Assim, as planícies do Chire e do Zambeze são constituídas por formações *Quaternárias* de natureza aluvionar, evidenciando extensões muito significativas, que se desenvolvem desde a fronteira sul do Malawi até ao rio Zambeze. O vale do Zambeze na zona da obra corresponde a uma estrutura tipo “Graben”, cuja configuração é perfeitamente visível através da superfície topográfica. Por seu lado a planície aluvial do Rio Chire assenta sobre uma porção do *rift do Niassa*, designada por *Graben do Chire*, configurando por isso um cenário de sismicidade intensa.

Do ponto de vista litológico, a geologia regional associada à bacia do Rio Zambeze, na zona da Obra, envolve formações pertencentes ao *Quaternário (areias e argilas pertencentes a antigas aluviões)*, *Cenozóico (arenitos de granulometria variada pertencentes à formação Grés Arcósicos Inhaminga e Chicolane)* e *Pré-câmbrico (Gneisses)*.

## 3. CARACTERIZAÇÃO

A campanha de prospecção realizada (Direcção de Geotecnia da MOTA-ENGIL, 2006) permitiu obter informação relevante na caracterização mecânica dos materiais. Nas Tabelas 1 a 5 apresenta-se um resumo da informação recolhida no decurso da campanha de prospecção.

Tabela 1. Resultados SPT.

Horizonte	Litologia	N <sub>SPT</sub>
A	Aterros / solos orgânicos	< 10
B	Depósitos argilosos e siltosos	8 - 60
C	Depósitos arenosos	10 - 60
D	Maciço Sedimentar	> 60
E	Maciço Gneissico	> 60

Tabela 2. Identificação dos solos.

Tipo de solo	Passados #200 (%)	Partículas argilosas (%)	Índice de Plasticidade (%)
Arenoso (17,1%)	< 35	< 15	NP
Siltoso (34,3%)	60 - 100	5 - 90	< 15
Argiloso (48,6%)	> 95	40 - 85	30 - 55

Tabela 3. Propriedades físicas dos solos

Tipo de solo	Teor em água (%)	Grau de Saturação (%)	Índice de Vazios	Classif.. Unif.
Arenoso (17,1%)	15 - 20	> 75	0,5-0,8	SM (11,4%) SP (5,7%)
Siltoso (34,3%)	20 - 30	> 90	0,5-0,8	ML (31,4%) MH (2,9%)
Argiloso (48,6%)	15 - 30	> 90	0,5-0,8	CH (45,7%) CL (2,9%)

Tabela 4. Resultados do Ensaio Cross-hole (solos arenosos).

Areias		
N <sub>SPT</sub>	V <sub>s</sub> (m/s)	G <sub>0</sub> (MPa)
1 - 5	50 - 100	8 - 35
5 - 10	100 - 150	35 - 75
10 - 30	150 - 275	75 - 115
30 - 60	275 - 400	115 - 150
> 60 (1)	400 - 575	150 - 180
> 60 (2)	> 575	180 - 350

Tabela 5. Resultados do Ensaio Cross-hole (solos argilosos).

Argilas		
N <sub>SPT</sub>	V <sub>s</sub> (m/s)	G <sub>0</sub> (MPa)
0 - 4	80 - 140	10 - 30
4 - 8	140 - 180	30 - 55
8 - 15	180 - 230	55 - 95
15 - 30	230 - 300	95 - 175
30 - 60	300 - 400	175 - 320
> 60 (1)	400 - 520	320 - 590
> 60 (2)	> 520	> 590

#### 4. METODOLOGIA

A avaliação da capacidade de carga de estacas isoladas, apresentada em seguida, baseou-se nas metodologias propostas pelo Federal Highway Administration, FHWA (Reese & O'Neill, 1999) e pelo LCPC (Bustamante & Frank, 1999). No cálculo, conforme preconizado no projecto estrutural, consideraram-se estacas com 2000mm (Ponte) 1500mm (pilares dos

viadutos) e 1200mm de diâmetro (encontros), encastradas nos maciços sedimentar e gneissico.

De acordo com a primeira metodologia, a capacidade de carga de estacas moldadas (isolada) pode ser calculada com base na expressão:

$$R_c = R_s + R_b$$

$$R_s = q_s A_s$$

$$R_b = q_b A_b$$

em que  $R_c$  representa a capacidade de carga última,  $R_s$  a carga por atrito lateral,  $R_b$  a carga de ponta,  $q_s$  e  $q_b$  respectivamente as resistências de atrito e de ponta e  $A_s$  e  $A_b$  as áreas do fuste e da base. No cálculo da carga admissível,  $R_a$ , a metodologia recomenda (DTU 13.2, 1978; Código Francês de Fundações, 1999) a adopção de factores de segurança 2 e 3 para  $R_s$  e  $R_b$ , respectivamente:

$$R_d = (R_s/2) + (R_b/3)$$

A determinação das resistências de ponta e atrito lateral baseou-se nas propostas do Federal Highway Administration (Reese & O'Neill, 1999) e do código Francês de fundações (Bustamante & Frank, 1999). O primeiro método considera que o alívio de tensões resultante da escavação conduz a uma redução do ângulo de atrito para valores do estado crítico. Deste modo, o atrito lateral é principalmente dependente das tensões horizontais, e pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$q_s = \int_0^L K \sigma'_z \tan \phi_{cv} = \int_0^L \beta \sigma'_z$$

$$\beta = 1,5 - 0,135 \sqrt{z}$$

em que  $K$  representa o coeficiente de impulso,  $\sigma'_z$  a tensão efectiva vertical à profundidade  $z$ ,  $\phi_{cv}$  o ângulo de resistência ao corte a volume constante e  $L$  a profundidade da estaca.

De acordo com a mesma metodologia, considerando os horizontes de arenito como IGM (intermediate geomaterials) não coesivos, a resistência de ponta pode ser determinada de acordo com a expressão:

$$q_b = 0,59 [(N_{1(60)})]^{0,8} \sigma'_{zD}$$

em que  $N_{1(60)}$  é o valor corrigido de SPT e  $\sigma'_{zD}$  a tensão efectiva à profundidade de fundação. A capacidade resistente é determinada considerando a zona influência enquadrada por 8 diâmetros acima e 3,5 diâmetros abaixo da ponta da estaca. O assentamento necessário à mobilização desta resistência é equivalente a 5% do diâmetro da estaca.

Por seu lado, de acordo com a metodologia LCPC, a capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser calculada através das expressões:

$$q_b = K_c q_{ca}$$

$$q_s = (1/\beta) q_c$$

em que  $q_b$  e  $q_s$  representam respectivamente as resistências de ponta e atrito lateral,  $q_c$  a resistência de ponta do ensaio CPT,  $q_{ca}$  a resistência de ponta equivalente no intervalo 1,5D acima e abaixo da estaca,  $K_c$  um factor de capacidade dependente do tipo de solo, sua compacidade e tipo de estaca (Grupo I - 0,15, no caso presente) e  $\beta$  um coeficiente de atrito dependente das mesmas variáveis (Grupo I A - 60 a 150). Os factores de conversão de  $N_{SPT}$  em  $q_c$  (CPT) considerados foram de 0,1 para solos argilosos e 0,4 para solos arenosos.

Por outro lado, a mobilização das resistências de ponta e atrito lateral encontram-se dependentes do nível de assentamento. No caso do atrito lateral, a mobilização total verifica-se para níveis da ordem de 10 a 15mm, enquanto para a resistência de ponta os valores máximos são apenas obtidos para assentamentos de cerca de 10% do diâmetro em estacas cravadas e 40% em estacas moldadas (Fioravante et al., 1995).

A avaliação da curva carga-assentamento baseou-se no método de Fellenius (1999), que pode representar-se pelas seguintes expressões:

$$(q'_t)_m / q'_t = (\delta/\delta_u)^g$$
$$(f_s)_m / f_s = (\delta/\delta_u)^h < 1$$

em que  $(q'_t)_m$  representa a resistência de ponta mobilizada,  $q'_t$  a resistência de ponta bruta,  $f_s$  o atrito lateral unitário,  $(f_s)_m$  o atrito lateral mobilizado,  $\delta$  o assentamento,  $\delta_u$  o assentamento requerido para mobilização total (10mm para o atrito lateral e 10% do diâmetro da estaca para a resistência de ponta,  $g$  um factor exponencial para a resistência de ponta (0,5 em argila e 1,0 em areia) e  $h$  um factor exponencial para atrito lateral (0,02 a 0,5, de argila a areia).

No que se refere à mobilização integral do atrito lateral, existem duas abordagens distintas que se referem em seguida (ABMS/ABEF, 1998):

- a) Mobilização integral dependente do diâmetro da estaca, com 0,5 a 2% para o caso de argilas e 1 a 3% para o caso de areias.
- b) Mobilização integral independente das dimensões e tipo de estaca em que os valores de referência variam entre 10 e 15mm.

No caso presente seguiram-se as recomendações do autor das expressões de cálculo, isto é 10mm para o atrito lateral e  $B/10$  para a resistência de ponta. Relativamente aos factores exponenciais, foi considerado um valor de  $g$  igual a 1 e um valor de 0,3 para  $h$ . Este último foi seleccionado considerando um valor intermédio uma vez que os solos locais são compostos por materiais com partículas de dimensão argilosa, siltosa e arenosa.

## 5. ENSAIO DE CARGA

Para calibração dos modelos de cálculo utilizados foi realizado um ensaio de carga estático (tipo Osterberg) no pilar PV14, numa estaca com 59,5m de comprimento (5,19m desde a ponta da estaca até à célula de carga) instrumentada com 3 extensómetros tipo Geokon, localizados a 3 níveis: 59,2, 32,2 e 10,1m. A sondagem realizada no local revela uma unidade de areia siltosa medianamente compacta que se desenvolve até cerca de 10,5m de profundidade, a que se segue uma unidade argilosa dura a rija até 32,0m e de nova unidade arenosa compacta a muito compacta até 55,5m. Para maiores profundidades a geologia encontra-se representada pelo maciço arenítico friável a parcialmente friável. O ensaio consistiu na aplicação de uma carga até 10,9 MN seguida de descarga.

### 5.1. Resistência de Ponta

A análise da informação relativamente à resistência de ponta revelou uma carga máxima aplicada de 5315kN correspondente a um assentamento de 30mm (2% do diâmetro da estaca), claramente dentro dos limites de comportamento elástico. As previsões da capacidade de ponta revelaram valores de 8143kN e 7700kN, de acordo com as metodologias do LCPC (Bustamante & Frank, 1999) e Reese & O'Neill's (1999), respectivamente. Estes resultados

foram obtidos considerando valores de SPT de 120, dado que os níveis de penetração para 60 pancadas foram inferiores a 15cm. Mesmo considerando os diferentes níveis de assentamento entre o ensaio e as previsões, a convergência de valores é notória, conforme se pode observar na Figura 1. Mais ainda, utilizando o diagrama de Reese & O'Neill (1999), um valor de 8000kN pode ser extrapolado para um assentamento de 5% do diâmetro da estaca.

Por outro lado, o factor exponencial (g) para previsão do assentamento (Fellenius, 1999) representa com acuidade os resultados do ensaio, evidenciando um valor de 1,05, muito próximo do valor recomendado (1,0).

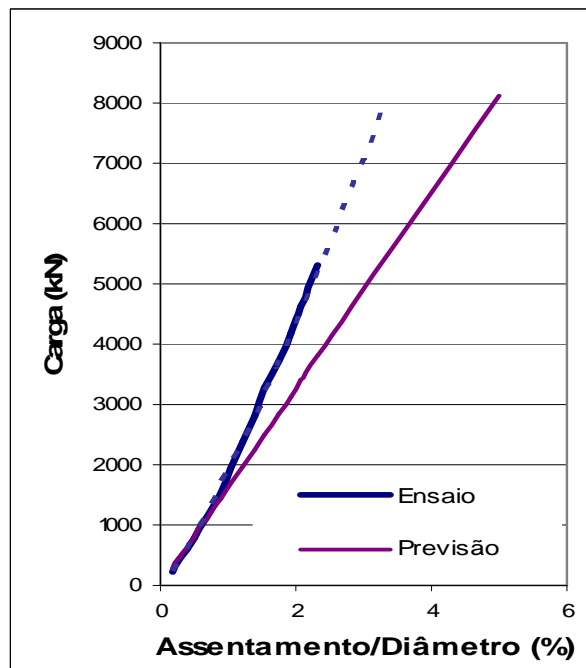


Figura 1. Resistência de Ponta – Ensaio e previsões.

### 5.1. Resistência por atrito lateral

Na Figura 2 apresenta-se a comparação da evolução do atrito lateral medido no ensaio e aqueles estimados através dos dois métodos em análise. Conforme se pode observar, os dois métodos evidenciam valores sobre-estimados relativamente ao ensaio de referência, que se fica a dever sobretudo a desvios na estimativa em solos arenosos. Este facto poderá ficar a dever-se à presença de componente siltosa significativa, nos solos arenosos, que se traduz numa sobreavaliação dos parâmetros de resistência a partir dos ensaios realizados.

Por outro lado, os valores correspondentes à rotura foram da ordem de 11,0mm (0,75% do diâmetro), convergindo tanto para a proposta independente (10 a 15mm para mobilização total) como para aquela que é função do diâmetro da estaca e do tipo de solo. A evolução da taxa de mobilização de resistência com a deformação evidencia alguns desvios, conforme se pode observar nas Figuras 3 (individual) e 4 (valores médios). A primeira figura revela que o factor exponencial (h) que melhor se ajusta à curva real no primeiro troço é demasiado elevado (0,9) face ao intervalo recomendado por Fellenius (0,02 a 0,5). Nas duas restantes unidades de referência verifica-se que as curvas de melhor ajuste são para h igual a 0,1 (argila siltosa) e 0,2 (areia fina siltosa), bem enquadradas pelo intervalo de referência. No entanto, verifica-se que os dados de campo tendem a ajustar-se no trecho inicial pela curva correspondente a um factor exponencial de 0,5, evoluindo para as curvas de 0,1 e 0,2 com a aproximação da mobilização máxima. Considerando o valor médio (Figura 4), verifica-se que o melhor ajuste se dá para valores de h iguais a 0,3.

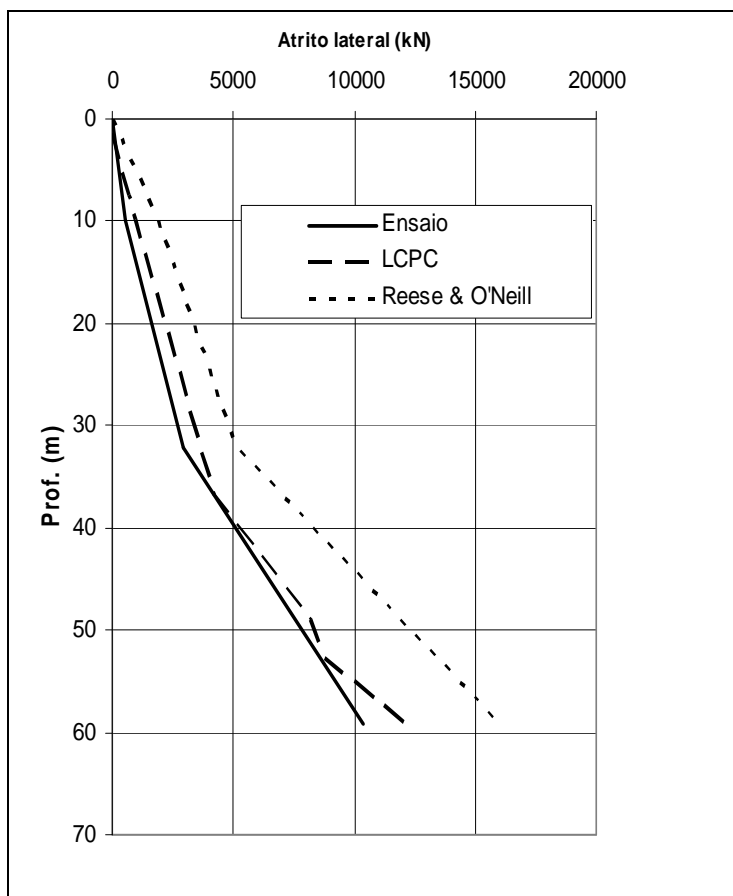


Figura 2. Atrito lateral – Ensaio e previsões.

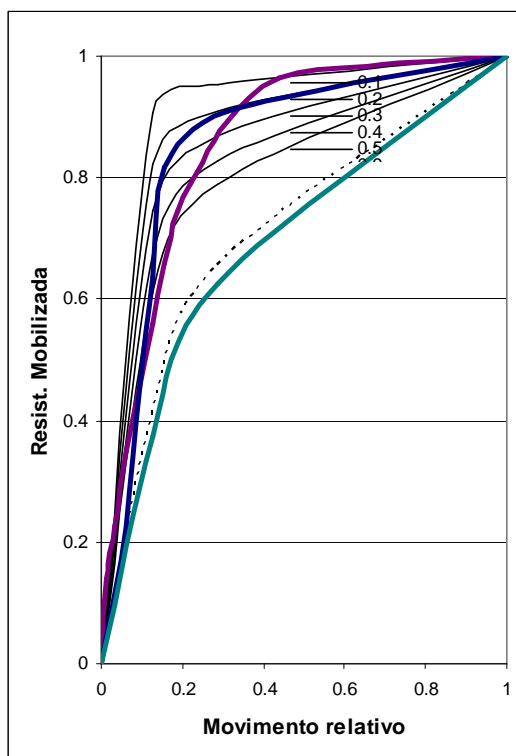


Figura 3. Mobilização do atrito lateral por camada.

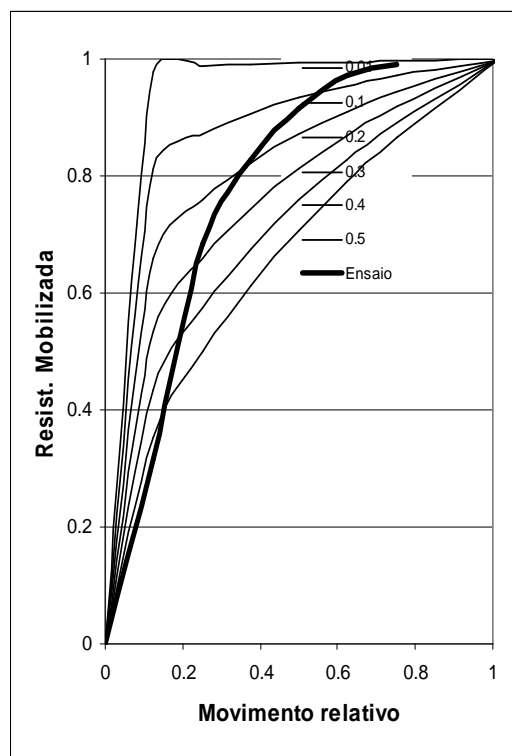


Figura 4. Mobilização do atrito lateral (média).

## 6. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos no presente estudo permitem destacar os seguintes aspectos:

- a) As metodologias disponíveis para avaliação da capacidade de carga e assentamentos respectivos mostram alguma dependência das condições regionais. O presente trabalho permitiu evidenciar a importância da introdução de ensaios para calibração dos resultados e, assim, obter soluções mais otimizadas.
- b) A carga máxima de ponta aplicada durante o ensaio realizado na Ponte sobre o Rio Zambeze atingiu apenas 2% do diâmetro da estaca de referência, condicionando a comparação com os valores previstos. No entanto, os resultados convergem razoavelmente, quando se utiliza o diagrama de Reese & O'Neill (1999).
- c) O factor exponencial (g) para previsão de assentamentos relacionados com a mobilização da carga de ponta (Fellenius, 1999) ajustou-se bem aos resultados do ensaio, tanto na forma como na magnitude.
- d) No caso presente, a metodologia LCPC (Bustamante & Frank, 1999) para avaliação da resistência por atrito lateral é mais realista, embora com valores ligeiramente superiores aos obtidos no ensaio. Por seu lado, a metodologia de Reese & O'Neill (1999) apresenta resultados significativamente superiores à realidade, o que pode ser explicado pela percentagem de finos dos terrenos atravessados que afectam a avaliação do ângulo de atrito.
- e) As curvas carga-assentamento obtidas no ensaio revelaram valores para mobilização total concordantes tanto com o intervalo independente (10 a 15mm) como com aquele dependente do tipo de solo e diâmetro da estaca.
- f) Os factores exponenciais utilizados na avaliação dos assentamentos para mobilização do atrito lateral revelaram-se adequados embora com alguma dispersão.

## REFERÊNCIAS

- ABMS/ABEF (1998). Foundations– Theory and Practice. Ed.s Hacchich et al. 758 pp.s Pub. Ed. PINI, S. Paulo, Brazil. (in Portuguese)
- Bustamante, M. e Frank. R. (1999). "Current French design practice for axially loaded piles". Ground Engineering.
- Coduto, Donald P. "Foundation Design. Principles and Pratices". 2<sup>nd</sup> Edition. Prentice Hall, 2001.
- D.T.U. n° 13.2 (1978). Travaux de fondations profondes pour le batiment. Document Technique Unifié n° 13.2, Paris.
- Fellenius, B. (1999). "Basics of Foundation Design". 2nd Edition. Bitech, Richmond, BC.
- Fioravante, V., Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M. and Pedroni, S. (1995) "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". Tenth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Conference, Beijing.
- "Moçambique" geologic map, 1:1.000.000. (1968) Instituto Nacional de Geologia do Ministério dos Recursos Minerais.
- Reese, L. O'Neill, M. (1999). "Drilled Shafts. Constructions Procedures and Design



Methods. Publication FW – IF – 99 – 025, Federal Highway Administration, US Department of Transportation. .

”Zambezi River Bridge. Geological and Geotechnical Survey”. Report G.017.2006 of Geotechnical Department of MOTA-ENGIL.

“Zambezi River Bridge. Foundation Geotechnical Design”. Report NT22/2006 of Geotechnical Department of MOTA-ENGIL.