

147 **novembro**
noviembre
november
2019

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

EDITOR		EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR	
António Gomes Correia, UMinho, Portugal		Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España
COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD			
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagaseta, U. Cantabria, España	José Estaire, CEDEX, España	
Nuno Guerra, UNL, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Paulo Pinto, FCTUC, Portugal	

A Revista Geotecnia foi publicada pela primeira vez em junho de 1971, com Úlpio Nascimento como fundador e José Folque como primeiro Diretor. Desde essa data tem vindo a publicar-se ininterruptamente. Em março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pela SPG, ABMS e ABGE, desde março de 2011 pela SPG e ABMS e a partir de julho de 2014 pela SPG, ABMS e SEMSIG.

La Revista Geotecnia fue publicada por primera vez en junio de 1971, con Úlpio Nascimento como fundador y José Folque como primer Director. Desde esa fecha se viene publicando ininterrumpidamente. En marzo de 2007 pasó a ser editada conjuntamente por la SPG, la ABMS y la ABGE; desde marzo de 2011 por la SPG y la ABMS; y a partir de julio de 2014 por la SPG, la ABMS y la SEMSIG.

"Geotecnia" was published for the first time in June 1971. Its founder was Úlpio Nascimento and its first Editor was José Folque. Since that date it has been continuously published. From March 2007 it became published jointly by the Geotechnical Societies of Portugal and Brazil: SPG, ABMS and ABGE. From January 2011 it was published by SPG and ABMS and, since June 2014 it is published by the Geotechnical Societies of Portugal, Brazil and Spain: SPG, ABMS and SEMSIG.

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD

André P. Assis, U. Brasília, Brasil	Helder I. Chaminé, ISEP, P. Porto; GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal
Antonio Gens Solé, U. P. Cataluña, Barcelona, España	Jorge Zornberg, U. Texas, Austin, EUA
António Silva Cardoso, FEUP, Porto, Portugal	José Luis de Justo Alpañés, U. Sevilla, España
Antonio Soriano Peña, U. P. Madrid, España	José Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa, Portugal
António Viana da Fonseca, FEUP, Portugal	Leandro Alejano Monge, U. Vigo, España
Claudio Olalla Maraño, U. P. Madrid, España	Manuel Pastor Pérez, U. P. de Madrid, España
Carlos Oteo Mazo, U. Coruña, España	Manuel Romana Ruiz, U. P. Valencia, España
César Sagaseta Millán, U. Cantabria, Santander, España	Márcio S. Almeida, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil
Daniel Dias, U. Grenoble, França	Nilo Consoli, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, U. P. Cataluña, Barcelona, España	Paulo da Venda Oliveira, FCT, U. Coimbra, Portugal
Ennio Palmeira, U. Brasília, Brasil	Pedro Alves Costa, FEUP, Porto, Portugal
Emanuel Maranha das Neves, IST, Lisboa, Portugal	Ricardo Oliveira, COBA/LNEC/U. Nova Lisboa, Portugal
Fernando Danziger, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil	Tácio M.P. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil
Fernando Marinho, U. São Paulo, São Paulo, Brasil	Tarcísio B. Celestino, U. São Paulo, São Carlos, Brasil
Fernando Schnaid, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil	Willy A. Lacerda, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil

 SPG A/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lnec.pt http://www.spgeotecnia.pt	 ABMS Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A, Sala 106 05319-000 São Paulo, SP, Brasil Tel.: (+55 11) 3833 0023 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 SEMSIG CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/ Alfonso XII, 3 28014 Madrid, España Tel.: (+34) 91 335 7500 Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org
--	--	--

- | | | |
|--|---|--|
| 3 | Influência da temperatura no controlo das soldaduras de geomembranas de PVC
<i>Influence of temperature on the peel strength of the PVC geomembrane seams</i> | Pedro Sanfona
Madalena Barroso
Simona Fontul |
| 15 | Uso del presiómetro en la caracterización de las margas de la formación Madingo
<i>Use of pressuremeter test in the Madingo formation marls characterisation</i> | Xavier Martí Armengol
Norma Pérez García
Marcelo Devincenzi |
| 27 | Estimativa do módulo de elasticidade do concreto de estacas hélice contínua
<i>Estimate of elastic modulus of continuous flight auger concrete</i> | Paulo César de Almeida Maia
Lucas Venancio Waked
Marta Fleichman Prellwitz |
| 41 | Estudo de estacas submetidas ao arrancamento em diferentes direções, através de ensaios em centrífuga geotécnica
<i>Study of piles subjected to pulling in different directions, through geotechnical centrifuge testing</i> | Guilherme Venturin Guizardi
Rodrigo Martins Reis
Sérgio Tibana
Fernando Saboya
Albuquerque Júnior |
| 61 | Confiabilidade de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de CPT
<i>Reliability of piles bearing capacity methods based on CPT</i> | Admir José Giacon Junior
Breno Padovezi Rocha
Jeferson Brito Fernandes
Caio Gorla Nogueira
Heraldo Luiz Giacheti |
| 77 | Percolação de Diesel e água em solo areno siltoso não saturado: uma abordagem experimental
<i>Water and diesel percolation in unsaturated soil sand silt: an experimental approach</i> | Rita de Cássia Viana Cerqueira
Miriam de Fátima Carvalho
Riseuda Pereira de Sousa
Sandro Lemos Machado
Iara Brandão de Oliveira |
| NOTA TÉCNICA
TECHNICAL NOTE | | |
| 103 | Avaliação de métodos de uso corrente para estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas na cidade de Maringá
<i>Evaluation of current methods for estimating load-bearing capacity of bored piles in the city of Maringá</i> | Jorge Luís Augusto Almada
Verônica Ricken Marques
Raquel Souza Teixeira
Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis
Juliana Azoia Lukiantchuki
Antonio Belincanta |

INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NO CONTROLO DAS SOLDADURAS DE GEOMEMBRANAS DE PVC

Influence of temperature on the peel strength of the PVC geomembrane seams

Pedro Sanfona^a, Madalena Barroso^b, Simona Fontul^b

^a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

^b Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

RESUMO – As geomembranas de policloreto de vinilo (PVC) são as mais utilizadas em sistemas de impermeabilização de barragens. O sucesso destes sistemas depende da qualidade com que as soldaduras das geomembranas são executadas, as quais devem ser avaliadas no que se refere à estanqueidade e à resistência mecânica, a última geralmente através de ensaios de arranque e de corte. Neste trabalho, estudou-se a influência da temperatura na resistência mecânica, em termos de força de arranque e de tipo de rotura das soldaduras. Foram usadas três geomembranas, com diferentes espessuras e tipos de soldadura. Realizaram-se ensaios laboratoriais segundo a norma ASTM D 6392, a 12 temperaturas, variando entre os 5°C e os 41°C. Os resultados obtidos indicaram que a força de arranque não variou significativamente com a temperatura e que os tipos de rotura definidos na norma não eram aplicáveis, no caso de duas das geomembranas estudadas.

SYNOPSIS – The PVC geomembranes are the most common used for dams. The success of a lining system with geomembranes depends on the quality of the seams. The seams have to be evaluated in terms of continuity and mechanical strength, the latter being assessed by peel and shear tests. In this work, the influence of the temperature on the peel strength of the PVC geomembrane seams is studied. Three geomembranes with different thickness and different type of seams were evaluated by peel tests according to ASTM D 6392 standard, at temperatures ranging from 5°C to 41°C. Results obtained show that the peel strength of the PVC geomembrane seams did not change significantly with temperature, suggesting it has a small influence on the strength value. The locus-of-break codes of the seams, according the ASTM standard, were also studied. The type of ruptures obtained in this study are not foreseen in standard for two geomembranes.

Palavras Chave – geomembranas de PVC, soldaduras, força de arranque, temperatura.

Keywords – PVC geomembranes, seams, peel strength, temperature.

1 – INTRODUÇÃO

As alterações climáticas, cada vez mais evidentes, alertam para a necessidade do uso sustentável do recurso água, bem como do seu armazenamento. Este recurso encontra-se cada vez mais próximo do seu limite de exploração, constituindo-se as barragens como uma solução de engenharia para o seu armazenamento. A implementação, nestas estruturas, de sistemas de impermeabilização constituídos por um conjunto de geossintéticos, cada um com uma função específica, dos quais se destacam as geomembranas e a sua função de barreira, tem ganho bastante popularidade (Sanfona, 2018).

E-mails: p.sanfona@campus.fct.unl.pt (P. Sanfona), mbarroso@lnec.pt (M. Barroso), simona@lnec.pt (S. Fontul)

As geomembranas de PVC (policloreto de vinilo) têm sido as mais aplicadas em barragens (ICOLD, 2010). As soldaduras são um dos aspetos mais importantes para o bom desempenho de um sistema de impermeabilização com geomembranas. A sua qualidade deve ser avaliada em termos, quer de estanqueidade, através de ensaios não destrutivos, quer de resistência mecânica, através de ensaios destrutivos de corte e de arranque. Os ensaios destrutivos são geralmente realizados segundo a norma ASTM D 6392 (2018), à temperatura de 23°C(±2°C). No entanto, esta temperatura, por vezes, em campo, não é possível de assegurar, levantando questões acerca da aceitação/rejeição das soldaduras.

Com o objetivo de estudar a influência da temperatura na resistência mecânica das soldaduras, realizaram-se ensaios de arranque sobre três de geomembranas de PVC, com diferentes espessuras e tipos de soldadura. Os ensaios foram efetuados segundo a norma ASTM D 6392, a 12 diferentes temperaturas, variando entre os 5°C e os 41°C. Os resultados foram analisados em termos de força de arranque e de tipo de rotura das soldaduras, sendo apresentados na presente comunicação.

2 – TRABALHO EXPERIMENTAL

2.1 – Materiais

Foram utilizadas três geomembranas, com espessuras diferentes (1,5, 2,0 e 3,0 mm), designadas por geomembranas A, B e C (Figura 1). De cada geomembrana, foi preparada, pelo fabricante, uma amostra de soldadura por termofusão, através da utilização de ar quente. As geomembranas A e B apresentavam soldaduras duplas (com canal de ar), ao contrário da geomembrana C que apresentava soldadura simples (sem canal de ar).

As geomembranas A e B são constituídas por duas camadas (uma colorida e a outra de cor preta), enquanto a geomembrana C é homogénea.

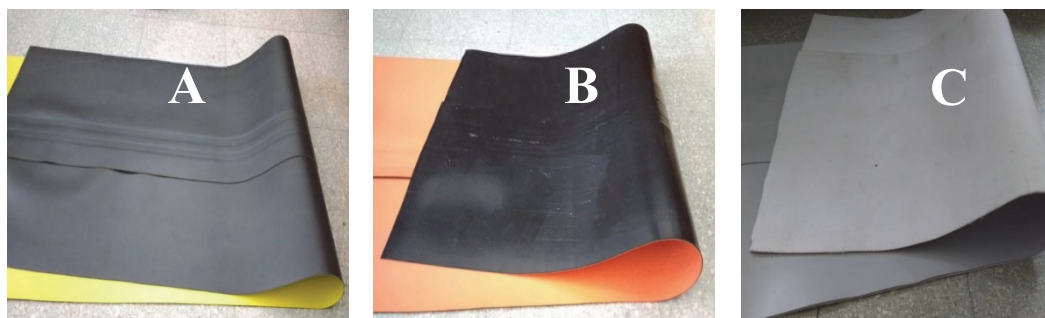


Fig. 1 – Geomembranas estudadas.

As características das geomembranas estudadas, segundo a ficha técnica disponibilizada pelos fabricantes, são apresentadas no Quadro 1.

2.2 – Método

De cada amostra de geomembrana, foram cortados provetes, com as dimensões de 25 mm de largura e 150 mm de comprimento, com a soldadura localizada a meio (Figura 2). Estes foram colocados em ambientes acondicionados a 12 temperaturas diferentes, variando entre 5°C e 41°C, nomeadamente, 5, 7, 10, 14, 16, 20, 23, 27, 30, 33, 37 e 41°C, durante 40 horas.

Quadro 1 – Características das geomembranas usadas, de acordo com as fichas técnicas.

Propriedades	Geomembrana A	Geomembrana B	Geomembrana C
Cor (superior/inferior)	Amarela/Preta	Laranja/Preta	Cinzenta
Espessura (mm)	1,5 (EN 1849-2)	2,0 (EN 1849-2)	3,0 (EN 1849-2)
Massa por unidade de área (g/m²)	1950 (EN 1849-2)	2740 (EN 1849-2)	-
Massa volúmica (g/m³)	-	-	1,25 (EN ISO 1183-1)
Resistência à tração na rotura (kN/m)	22,5 (EN 12311-2)	30 (EN ISO 527-1 e 3, provete tipo 5, 100mm/min)	30 (EN ISO 527-4, 100mm/min)
Extensão na rotura (%)	300 (EN 12311-2)	250 (EN ISO 527-1 e 3, provete tipo 5, 100mm/min)	250 (EN ISO 527-4, 100mm/min)
Resistência ao rasgamento (kN/m)	-	≥ 45 (ISO 34, método B, 500mm/min)	≥ 130 (ISO 34, método B, 500mm/min)
Flexibilidade a baixas temperaturas	-	S/quebras ou fissuras a -25°C (EN 495-5)	S/quebras ou fissuras a -30°C (EN495-5)

De referir que, a geomembrana C continha um geotêxtil acoplado na parte inferior, o qual se optou por retirar, de forma a que todas as amostras se encontrassem nas mesmas condições, uma metodologia já utilizada por Cazzuffi (2014).

Os ensaios foram realizados segundo a norma ASTM D 6392. Embora esta norma preconize a realização de ensaios de arranque e de corte, neste trabalho apenas se procedeu à realização do ensaio de arranque, por ser o ensaio que melhor avalia a resistência da soldadura, tal como referido por Peggs (1990).

No ensaio de arranque, para cada temperatura, foram ensaiados 5 provetes num equipamento de tração – *Leister EXAMO 300F*, sendo inicialmente fixados por umas garras de 25 mm de largura, distanciadas inicialmente 25 mm. Seguidamente, os provetes foram tracionados com uma velocidade de 50 mm/min até à rotura (Figura 3).

O ensaio foi realizado para ambos os lados das soldaduras duplas das amostras das geomembranas A e B. Para a geomembrana C, por se tratar de soldadura simples apenas se realizou um ensaio em cada provete.

No total foram realizados cerca de 300 ensaios, nos quais, para cada provete se registou a força de arranque das soldaduras em kN/m (quociente entre a força e a largura do provete) e o tipo de rotura obtido, de acordo com a norma (Figura 4).

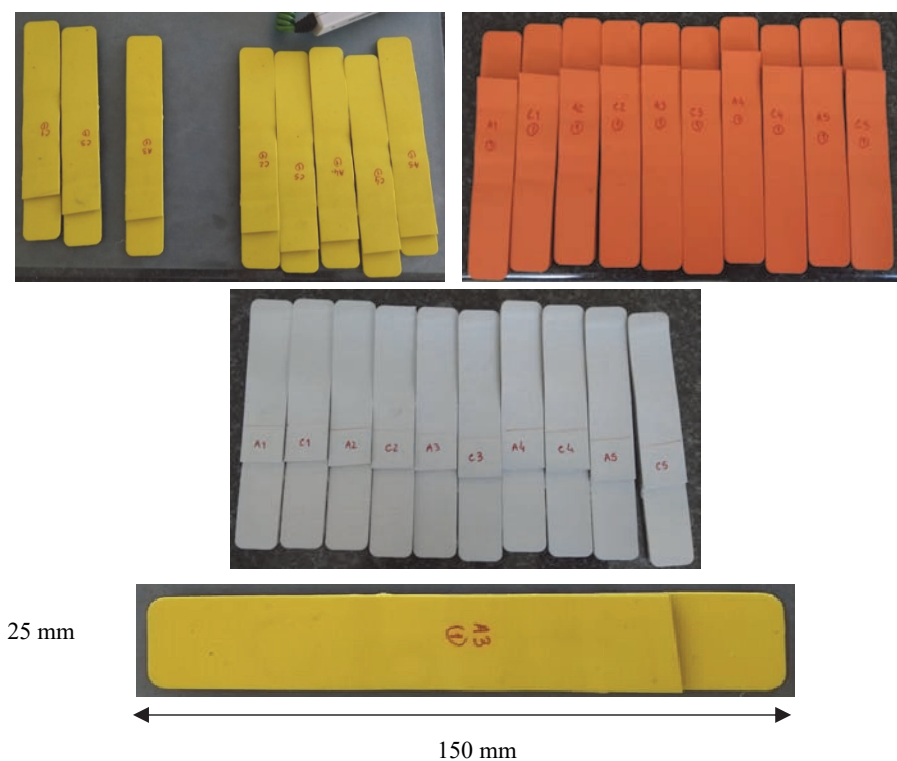


Fig. 2 – Vista geral dos provetes.

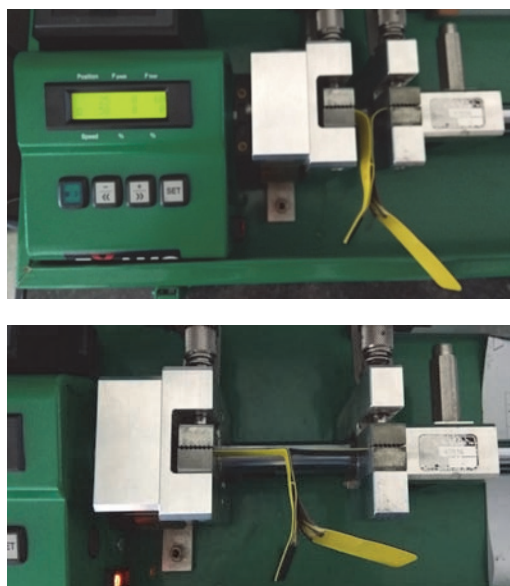


Fig. 3 – Ensaio de arranque.

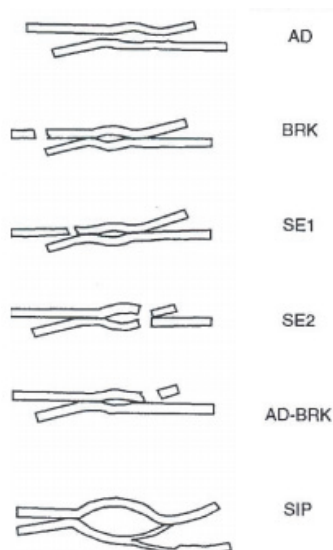


Fig. 4 – Tipos de rotura segundo a norma ASTM D 6392.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Influência da temperatura na força de arranque das soldaduras

A influência da temperatura na força de arranque das soldaduras das geomembranas A, B e C, pode ser observada nas Figuras 5, 6 e 7, respetivamente, sob a forma de gráfico, o qual relaciona a temperatura (em °C) com a força de arranque (em kN/m). Para as geomembranas A e B os resultados são apresentados para as soldaduras interior e exterior, enquanto, para a geomembrana C, devido à soldadura ser simples, os resultados dizem respeito apenas a uma soldadura.

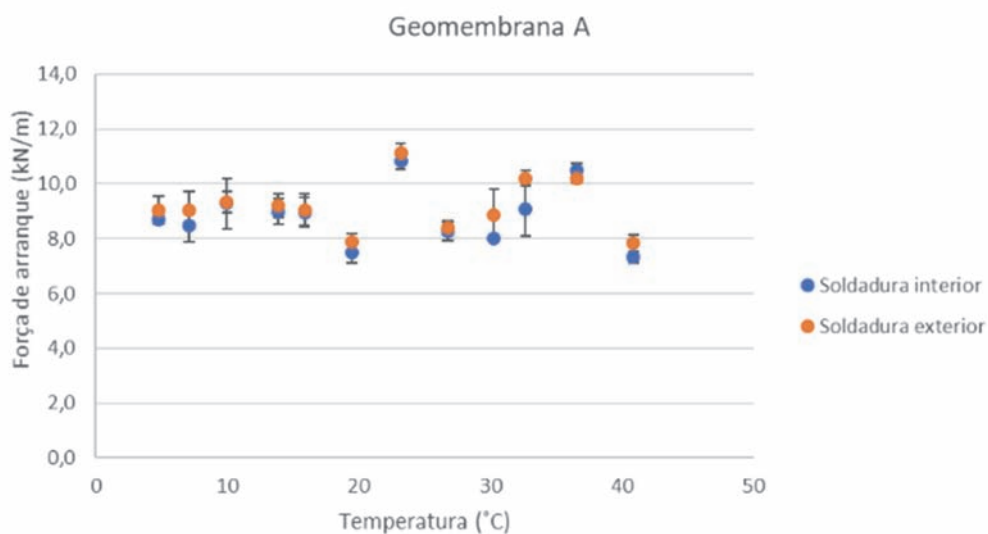


Fig. 5 – Geomembrana A: relação entre a força de arranque das soldaduras e a temperatura.

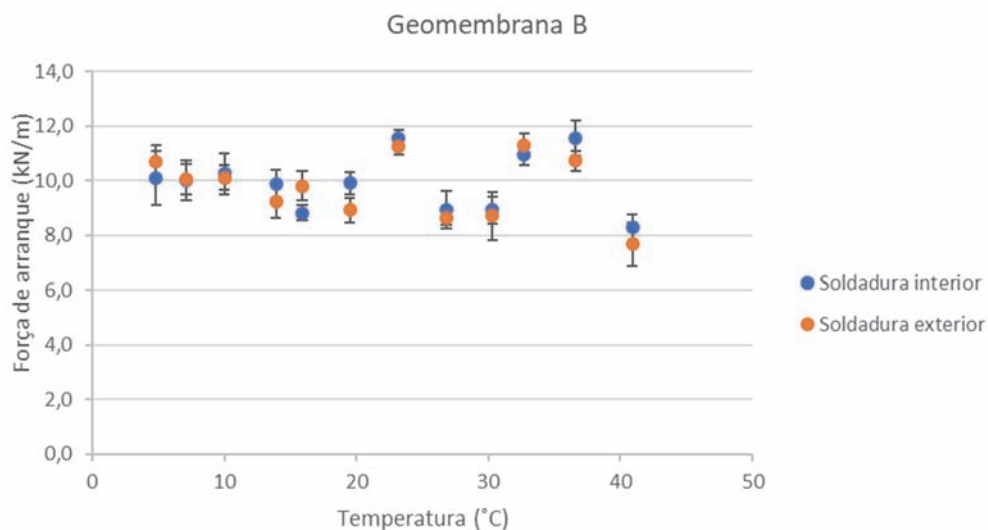


Fig. 6 – Geomembrana B: relação entre a força de arranque das soldaduras e a temperatura.

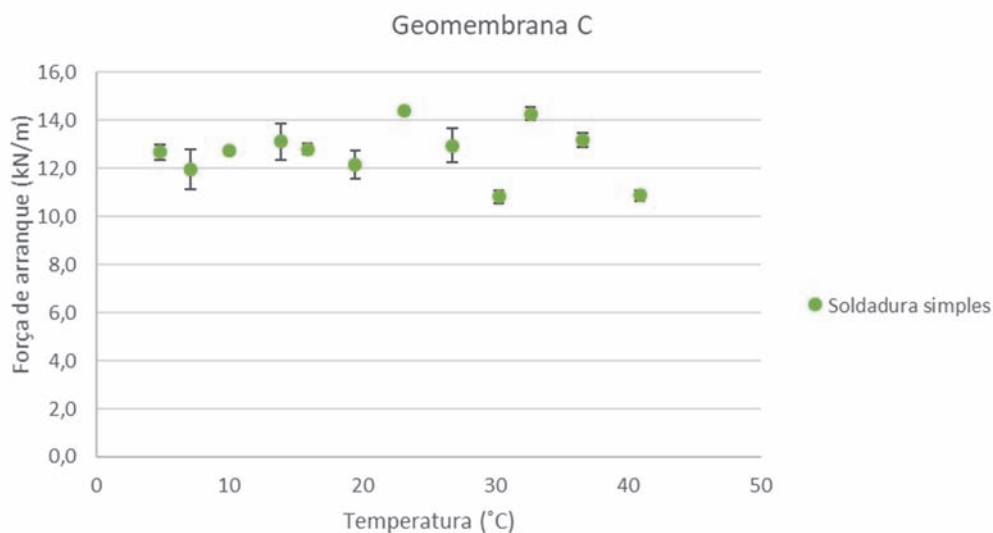


Fig. 7 – Geomembrana C: relação entre a força de arranque das soldaduras e a temperatura.

Os valores de força de arranque apresentadas correspondem à média dos cinco provetes ensaiados. Os gráficos incluem ainda as barras de erro correspondentes ao desvio-padrão.

Para as geomembranas A e B é possível constatar que os resultados obtidos para as soldaduras interior e exterior são bastante semelhantes, tendo em conta o desvio padrão calculado.

Em termos gerais, para as três geomembranas, os valores obtidos para a força de arranque das soldaduras foram relativamente constantes com a variação da temperatura, não ultrapassando uma variação de 4 kN/m, sugerindo que a temperatura não influencia significativamente a força de arranque das soldaduras. No entanto, observa-se que em todas as geomembranas, existe uma maior

dispersão dos resultados para temperaturas superiores à normalizada ($23\pm 2^{\circ}\text{C}$), não sendo, no entanto, evidente a causa deste comportamento.

A reduzida influência da temperatura sobre a força de arranque das solduras de geomembranas de PVC pode estar relacionada com a estrutura molecular do polímero PVC. Segundo Jansen (2016), sob efeito da temperatura, os polímeros amorfos, como é o caso do PVC, exibem um módulo de elasticidade relativamente constante, apresentando alterações perto da temperatura de transição vítrea (T_g) da geomembrana (-20°C a -25°C), bastante mais baixa que as temperaturas utilizadas nos ensaios realizados (5°C a 41°C).

3.2 – Análise dos tipos de rotura

A norma ASTM D 6392, para além da resistência mecânica das soldaduras, também, preconiza a análise do tipo de rotura obtido nos ensaios de arranque. Segundo esta, existem seis tipos de rotura, de acordo com a localização e a forma da rotura (Figura 4).

A classificação dos tipos de rotura, de acordo com a Figura 4, revelou-se impossível, para as geomembranas A e B, constituídas por duas camadas.

Para a geomembrana A, observou-se que a rotura ocorreu pela interface entre as duas camadas que constituem a mesma geomembrana, identificáveis com cores diferentes, amarelo e preto, e não pela soldadura propriamente dita, sugerindo que ocorreu um desligamento entre as diferentes camadas que constituem a geomembrana, tal como se pode observar na Figura 8.

Para a geomembrana B, observou-se que a rotura ocorreu pela soldadura, sem, no entanto, existir descolagem nessa zona. Como se pode observar na Figura 9, a existência de pequenos vestígios de material na zona da soldadura indica que a rotura ocorreu pelo interior das próprias geomembranas, o que sugere que a soldadura era mais resistente que a geomembrana.

Para a geomembrana C, homogênea, verificou-se que a rotura ocorreu na zona da soldadura através de descolagem parcial, como se pode observar na Figura 10. Este tipo de rotura pode classificar-se, de acordo com a norma, por AD-BRK.

O facto da geomembrana C ser homogênea e o tipo de rotura ter sido o único possível de classificar, de acordo com a referida norma, alerta para a necessidade de alargar os tipos de rotura indicados, nomeadamente para geomembranas constituídas por mais do que uma camada, como as geomembranas A e B.

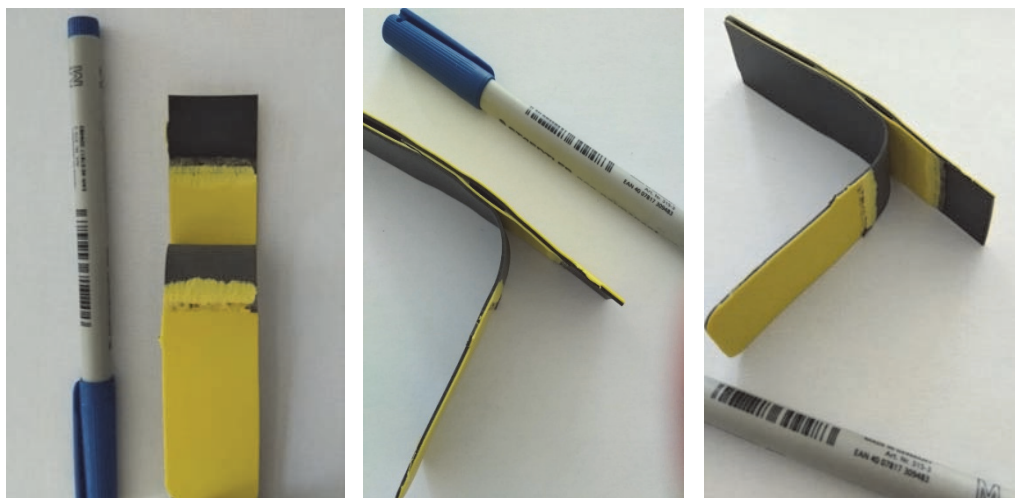


Fig. 8 – Tipo de rotura obtido para a geomembrana A.



Fig. 9 – Tipo de rotura obtido para a geomembrana B.

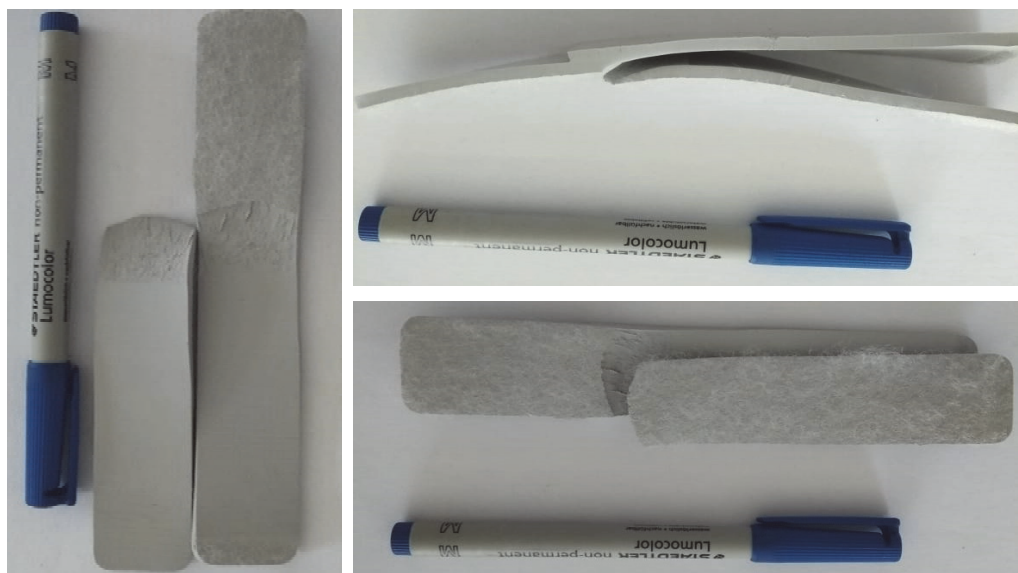


Fig. 10 – Tipo de rotura obtido para a geomembrana C.

3.3 – Critérios de aceitação/rejeição das soldaduras

A avaliação da qualidade das soldaduras requer que os resultados obtidos sejam posteriormente comparados com valores definidos nas especificações de projeto. Em termos gerais, as soldaduras são aceites quando cumprem os valores especificados e rejeitadas caso contrário.

Relativamente à resistência mecânica, Haxo & Kamp (1990) indicam que a resistência das soldaduras deve ser 80 a 90 % da resistência da geomembrana, sendo que no caso do PVC, esse valor é definido nas especificações de projeto. Esta abordagem é diferente da praticada no caso das geomembranas de polietileno de alta densidade (PEAD), já que o valor é referente à resistência no ponto de cedência.

Para geomembranas de PVC com espessura superior a 1 mm, as primeiras especificações desenvolvidas pelo *National Sanitation Foundation* (NSF 54, 1993) e relatadas por Haxo & Kamp (1990), propunham que a força de arranque das soldaduras fosse, no mínimo, de 2,6 kN/m. Atualmente, esse valor é ainda referido na especificação da FGI 1117 (2017), para geomembranas com espessuras entre 0,8 mm e 1,5 mm, não sendo definido nenhum valor para geomembranas com espessura superior a 1,5 mm.

Relativamente ao tipo de rotura, não foram encontrados, para geomembranas de PVC, critérios de aceitação/rejeição, tal como acontece, por exemplo, para geomembranas de PEAD (GRI-GM 19). Dada a dificuldade relatada na seção anterior, em classificar os tipos de rotura obtidos para as geomembranas de PVC constituídas por mais do que uma camada, de acordo com a norma, seria útil realizar maior investigação, no sentido de avaliar a adequabilidade do tipo de rotura, bem como a sua utilidade como critério de aceitação/rejeição, neste tipo de geomembranas.

3.4 – Comparação entre geomembranas de PVC e de PEAD

Na Figura 11 comparam-se os resultados obtidos no presente estudo com os resultados obtidos por Lopes *et al.* (2006) para geomembranas de PEAD. A figura inclui apenas os resultados para a geomembrana B, soldadura exterior, de 2 mm de espessura, por terem sido as condições também estudadas pelas referidas autoras.

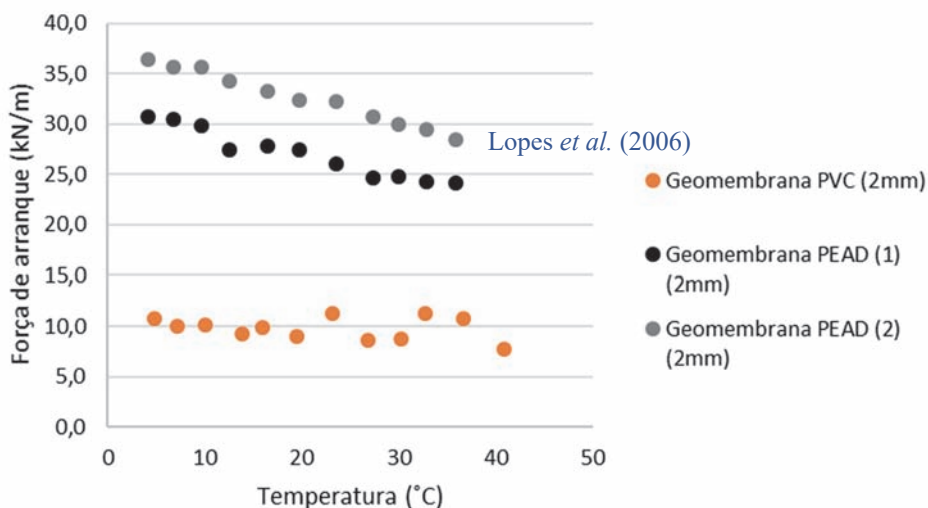


Fig. 11 – Força de arranque das soldaduras a diferentes temperaturas para geomembranas de PVC e PEAD (Lopes *et al.*, 2006).

Como é possível observar na Figura 11, as geomembranas de PEAD apresentam uma resistência mecânica bastante superior. A força de arranque das soldaduras de geomembranas de PEAD varia num intervalo de valores entre os 24 kN/m e os 36 kN/m, bastante superior ao intervalo obtido para a força de arranque de soldaduras de geomembranas de PVC compreendido entre os 8 kN/m e os 12 kN/m.

É, também, possível observar uma diferença de comportamento entre as duas geomembranas relativamente à influência da temperatura na força de arranque das soldaduras. Para soldaduras de geomembranas de PEAD verifica-se que a força de arranque das soldaduras diminui à medida que

a temperatura aumenta, enquanto, para as soldaduras de geomembranas de PVC, verifica-se que a força de arranque não é significativamente influenciada pela temperatura.

A diferença entre os comportamentos observados neste trabalho e no trabalho relatado por Lopes *et al.* (2006) pode ser justificada pelo facto de os materiais possuírem uma estrutura molecular bastante diferente, o que influencia as propriedades mecânicas do material. Se, por um lado, o PVC é um polímero de estrutura molecular amorfa, com módulo de elasticidade relativamente constante para temperaturas superiores à Tg, o PEAD, por outro, é um polímero de estrutura molecular semicristalina com módulo de elasticidade decrescente para temperaturas superiores à Tg.

4 – CONCLUSÕES

Este trabalho visou a avaliação da influência da temperatura na resistência mecânica das soldaduras simples e duplas por termofusão, de geomembranas de PVC com diferentes espessuras (1,5, 2,0 e 3,0 mm). Este aspeto é importante porque, por vezes, em campo, não é possível assegurar a realização dos ensaios de resistência mecânica de controlo de qualidade das soldaduras à temperatura normalizada, levantando questões sobre a aceitação/rejeição das mesmas.

Foram realizados ensaios de arranque, segundo a norma ASTM D 6392, considerando 12 temperaturas distintas, compreendidas entre 5°C e 41°C. Os resultados obtidos foram analisados em termos de resistência ao arranque e tipo de rotura.

No que se refere à resistência ao arranque, verificou-se que a influência da temperatura na força de arranque das soldaduras, simples e duplas por termofusão, é reduzida, uma vez que os valores obtidos para diferentes temperaturas foram relativamente constantes. A justificação para a reduzida variação nos valores obtidos reside na estrutura molecular amorfa do PVC, o qual apresenta um módulo de elasticidade relativamente constante para temperaturas superiores à temperatura de transição vítrea, que é na ordem dos -20°C a -25°C, para este tipo de geomembranas.

Relativamente ao tipo de rotura, foi difícil a classificação das roturas obtidas com base na norma ASTM D 6392, especialmente para as geomembranas A e B, o que levanta questões relativamente à utilidade da inclusão do tipo de rotura nos critérios de aceitação/rejeição, no caso de geomembranas de PVC constituídas por mais do que uma camada.

Os resultados obtidos foram, também, comparados com resultados relatados para geomembranas de PEAD, constatando-se diferenças notórias entre a influência da temperatura na força de arranque das soldaduras dos dois tipos de geomembranas. No caso das soldaduras de geomembranas de PVC, a influência da temperatura revelou-se pouco significativa, contrariamente ao que acontece nas soldaduras de geomembranas de PEAD. As diferenças de comportamento da força de arranque das soldaduras em geomembranas de PVC e PEAD em função da temperatura parecem estar relacionadas com as diferenças na estrutura molecular dos dois materiais.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas Sotecnisol e Carpi pela cedência do material utilizado neste estudo. Agradecem, também, aos técnicos de laboratório do LNEC, Válder Nascimento e Carlos Martins, pela condução dos ensaios realizados.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM D 6392 (2018). *Standard Test Method for Determining the Integrity of Nonreinforced Geomembrane Seams Produced Using Thermo-Fusion Methods*, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

Cazzuffi, D. (2014). *Long-time performance of exposed geomembranes used for the upstream face rehabilitation of dams in Northern Italy*. 10th International Conference on Geosynthetics, IGS (Germany) – German Geotechnical Society, Berlin, Germany, pp. 100–112.

- FGI (Fabricated Geomembrane Institute) (2017). *PVC Geomembrane Material Specification 1117*, University of Illinois, Urbana, IL.
- GRI-GM19 (2011). *Standard Specification for Seam Strength and Related Properties of Thermally Bonded Polyolefin Geomembranes*. Revision 6: October 3, 2011. Geosynthetic Research Institute, Folsom, Pennsylvania, USA. <http://geosynthetic-institute.org/grispecs/gm19.pdf> (Acesso em 30/08/2018).
- Haxo, H. & Kamp, L. (1990). *Destructive Testing of Geomembrane Seams: Shear and Peel Testing of Seam Strength*. Geotextiles and Geomembranes No.9, pp. 369-395.
- ICOLD (2010). *Geomembrane sealing systems for dams*. Bulletin 135 of the International Commission on Large Dams, Paris, France.
- Jansen, J.A. (2016). *Plastics – It's All About Molecular Structure*. Consultant's Corner, The Madison Group.
- Lopes, G., Barroso, M. & Costa, C. (2006). *Acceptance criteria for HDPE geomembranes double hot wedge seams: influence of the temperature on peel strength*. 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japão.
- NSF International Standard 54 (1993). *Flexible Membrane Liners*. National Sanitation Foundation, U.S.
- Peggs I. D. (1990). *Destructive testing of polyethylene geomembrane seams: Various methods to evaluate seams strength*. Geotextiles and Geomembranes No. 9 (4), pp. 405-414.
- Sanfona, P. (2018). *Aplicação de Geomembranas de PVC em Barragens: Influência da Temperatura no Controlo das Soldaduras*. Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

USO DEL PRESIÓMETRO EN LA CARACTERIZACIÓN DE LAS MARGAS DE LA FORMACIÓN MADINGO

Use of pressuremeter test in the *Madingo* formation marls characterisation

Xavier Martí Armengol^a, Norma Pérez García^a, Marcelo Devincenzi^a

^a Igeotest, España

RESUMEN –En el presente artículo se describe la formación *Madingo*, de edad cretácica y principalmente compuesta por margas multicolores con intercalaciones de arenas. Estas margas constituyen parte del sustrato resistente que se encuentra en la zona oeste de Pointe Noire (Congo). Para el estudio geotécnico in situ de estas margas es muy habitual el uso del presiómetro tipo Ménard, aunque en ocasiones la presión límite queda fuera del rango de actuación de dicho presiómetro y por tanto no se puede determinar. En este trabajo se utiliza la base de datos obtenida a lo largo de 5 años de realización de presiómetros en Pointe Noire, para determinar la relación existente entre la presión límite neta y la presión de fluencia neta. Finalmente se usa el Pressiorama® definido por Baud and Gambin (2013) para clasificar las margas de *Madingo*.

ABSTRACT – The *Madingo* formation, of Cretaceous age and mainly composed by multicolored marls with sand intercalations, is described in this paper. These marls constitute part of the resistant substrate founded in the Pointe Noire west area (Congo). Ménard pressuremeter tests are usually used for the geotechnical investigation in this area, although sometimes the limit net pressure is outside of the Menard pressuremeter range and therefore it cannot be determined. A data base, obtained along the last 5 years of pressuremeter works in Pointe Noire, is used to determine the ratio between the net limit pressure and the net creep pressure. Finally, the Pressiorama® defined by Baud and Gambin (2013) is used to classify *Madingo* marls.

Palabras Clave – Relación entre presión límite neta y presión de fluencia neta, presiómetro Ménard, Formación *Madingo*, Pressiorama ®.

Keywords – Net limit and net creep pressures relation, Ménard pressuremeter, *Madingo* formation, Pressiorama ®.

1 – INTRODUCCIÓN

Como consecuencia de las distintas obras que se vienen realizando desde hace años en la costa de Pointe Noire (República del Congo), se dispone de información referente a campañas de investigación geotécnica realizadas para estos proyectos. La geología general se puede resumir como niveles de depósitos cuaternarios y margas cretácicas (*Fm. Madingo*) con intercalaciones de arenas en su interior y distintos grados de carbonatación.

La caracterización de las margas, desde el punto de vista geotécnico, no es sencilla, ya que se encuentra en el límite de lo que se podría denominar suelo duro-roca blanda y por tanto las técnicas de caracterización a aplicar en cada caso dependerán del estado en que se encuentren estas margas.

E-mails: xavierm@igeotest.com (X. Armengol), norma@igeotest.com (N. García), marcelo@igeotest.com (M. Devincenzi)

Uno de los ensayos *in situ* habitualmente utilizados es el ensayo presiométrico tipo Ménard, que permite la obtención de módulos deformacionales y establecer relaciones de tensión-deformación.

El presiómetro es un ensayo adecuado para el estudio de las margas, ya que se realiza *in situ*, lo que reduce la inevitable alteración de la muestra que se produce con otro tipo de ensayos, y además es aplicable a un amplio rango de resistencias.

En este artículo se describen, desde un punto de vista geológico, los materiales de la formación *Madingo* así como su caracterización geotécnica basada en ensayos de caracterización realizados en muestras obtenidas en sondeos, ensayos presiométricos realizados y la clasificación de estos en el Pressiorama®. Además se propone una relación entre la presión límite neta y la presión de fluencia neta para esta formación.

2 – LA FORMACIÓN MADINGO EN EL CONTEXTO GEOLÓGICO REGIONAL

La formación *Madingo*, geológicamente, pertenece a la cuenca sedimentaria costera del Congo, la cual presenta más de 150km de largo y 60km de ancho. Se trata de una de las cuencas asociadas al *rift* que produjo la separación entre los continentes africano y americano (Figura 1). Como todas las cuencas asociadas a este *rift* la dirección de la cuenca es norte-sur y está delimitada por un sistema de fallas de dirección este-oeste.



Fig. 1 – Situación de la Cuenca costera del Congo (Brownfield y Charpentier, 2006)

La historia geológica de la cuenca, que empieza en el cretácico inferior con un régimen continental y termina en el terciario en un régimen marino, se desarrolla en tres episodios:

Un episodio pre-salino dominado por tectónica tipo *horst* y *graben* de orientación NO-SE y sedimentación lacustre-pantanosas que da origen a depósitos de hidrocarburos. Estos hidrocarburos originan, después de su migración, las areniscas bituminosas de la formación *Mayombe*. Los materiales pertenecientes a este episodio son *sin-rift*, con la única excepción de la formación Chela, que es *post-rift*.

Un episodio salino compuesto por varios ciclos donde se alternan sales de potasio y de sodio (formación *Loembe*). Estas sales son el origen de los depósitos de potasa explotados en la zona. Este episodio fue producido por una transgresión marina restringida que se produjo después del *rift*.

Un episodio post-salino caracterizado por la subsidencia y la deposición marina abierta con intercalaciones continentales, dando principalmente facies de plataforma somera con areniscas y limolitas. La formación *Madingo*, de edad senoniense-eoceno, se ubica dentro de este episodio (Figura 2).

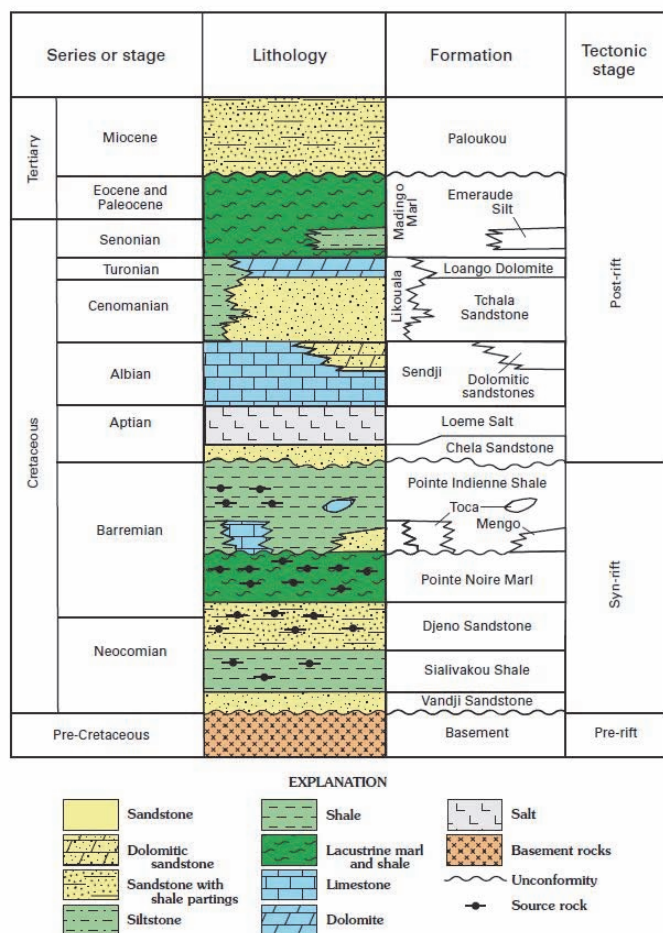


Fig. 2 – Columna estratigráfica general de la cuenca costera del Congo (Brownfield y Charpentier, 2006)

Este episodio post-salino está caracterizado tanto por la dinámica de las transgresiones y regresiones marinas como por los tres episodios de subsidencia del margen continental.

La transgresión marina, favorecida por el primer episodio de subsidencia del margen, dio origen a limolitas, dolomías y areniscas (*Fm. Sendji*). A continuación, el episodio de regresión dio lugar a depósitos de areniscas y limos más o menos carbonatados (*Fm. Tchala* y *Fm. Likouala*).

La segunda transgresión, también ligada a la subsidencia del margen continental, conlleva la deposición de dolomitas y limolitas (*Fm. Loango*) y margas (*Fm. Madingo*) (Figura 3).

El último episodio de subsidencia continental se produce en el Oligoceno-Mioceno, dando fin a los sedimentos marinos de la cuenca con la deposición de arcillas y limos fosilíferos de la formación *Paloukou*.

Sobre la serie descrita se depositaron los materiales Pliocenos de la formación “de los circos”, formada por arenas con arcillas e intercalaciones endurecidas, niveles lateríticos y presencia de madera silicificada. Estos materiales, de origen aluvial, afloran a lo largo de la costa congoleña.

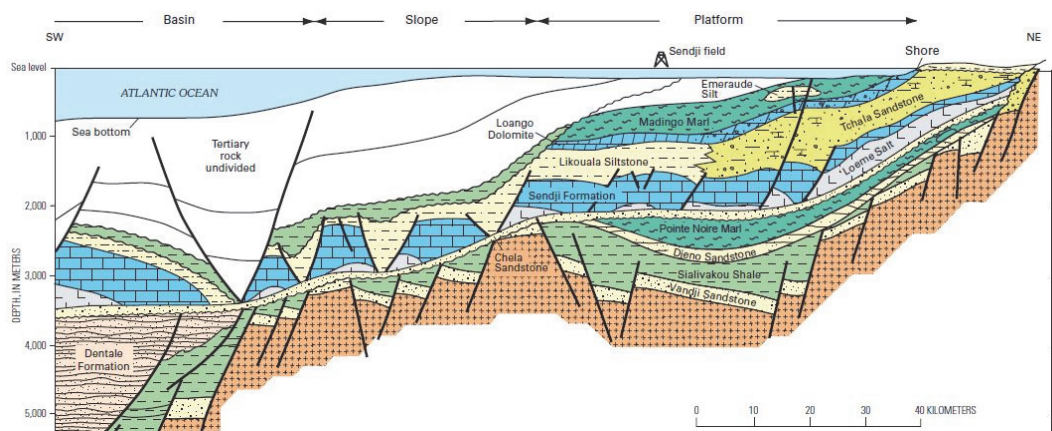


Fig. 3 – Corte esquemático de la parte norte de la Cuenca costera del Congo donde se muestran las formaciones pre-salinas y post-salinas (incluyendo la formación *Madingo*) (Brownfield y Charpentier, 2006)

3 – DESCRIPCIÓN DE LA FORMACIÓN MADINGO

La formación *Madingo* está formada por margas limosas y/o arenosas con abundante materia orgánica y localmente con intercalaciones limosas y dolomíticas (“Notice explicative de la Carte géologique de la République du Congo”).

A partir de las descripciones y ensayos realizados en muestras extraídas en sondeos realizados en la costa de Pointe Noire, esta formación se describe como margas de coloraciones grises, verdosas, ocre y marrones, con intercalaciones de limos/arcillas y arenas. Las intercalaciones dolomíticas no han sido detectadas en los sondeos estudiados, que han alcanzado profundidades máximas del orden de 35 m.

A partir de los ensayos de laboratorio llevados a cabo en las margas de la formación *Madingo* se obtiene una composición media de 81% de materiales finos (limos y arcillas), 17% de arenas y 2% de gravas; mientras que las intercalaciones arenosas presentan una composición media del 25% de materiales finos, 62% de arenas y 12% de gravas.

El límite líquido varía entre el 28 y el 52% con un índice de plasticidad entre el 9 y el 29%, lo que clasifica el nivel como de plasticidad media-alta. Según la clasificación de Casagrande estos materiales se clasifican como CL, ML (arcillas y limos de baja plasticidad) y en menor cantidad como CH (arcillas de alta plasticidad). Los valores de densidad aparente varían entre 17 y 21 kN/m³.

El contenido en carbonatos, como ocurre habitualmente en las margas, es muy variable, con valores comprendidos entre 1% (correspondiente a las intercalaciones arenoso-limosas) y 66%.

Los valores de resistencia al corte no drenado, calculados según Harivony (2002) a partir de la presión límite neta obtenida en los presiómetros, presentan valores comprendidos entre 0.73 y 3.25 MPa.

Tabla 1 – Estadísticos generales de los datos de laboratorio

	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Límite líquido	Límite plástico	Índice plasticidad	Carbonatos (%)
Número	26	26	26	25	25	22	18
Media	2.2	17.1	80.7	28.6	18.2	13	25.9
Desviación estándar	5.75	11.64	13.20	12.15	7.24	6.19	20.59

4 – DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO PRESÓMETRICO

El ensayo presiométrico Ménard es uno de los ensayos más adecuados para la determinación de los valores de tensión/deformación y de deformabilidad en suelos duros y rocas blandas como las pertenecientes a la *Fm. Madingo*.

El ensayo presiométrico de Ménard consiste en la expansión radial de una sonda cilíndrica tricelular insertada en una cavidad previa, midiendo y registrando las variaciones de volumen que se producen en el interior de la célula central tras la aplicación de distintas presiones. Esto permite determinar la relación entre la presión aplicada y la expansión de la sonda.

Uno de los factores más importantes que afectan a los resultados de los ensayos presiométricos es el método de perforación y la colocación de la sonda dentro de la cavidad, ya que una alteración o sobredimensionamiento de esta puede dar lugar a resultados erróneos (Baguelin *et al.*, 1978).

La norma ISO 22476-4 incluye una recomendación de los distintos métodos de perforación a utilizar en función del terreno a ensayar (Tabla 2).

Para el caso de margas se recomienda la perforación con rotación mediante el uso de barrena helicoidal, herramientas de corte con inyección de fluido o mediante testigo continuo. Los dos últimos métodos han sido los utilizados para la perforación de la cavidad del ensayo en la *Fm. Madingo*.

El ensayo Presiométrico se analiza a partir de la teoría elastoplástica de la expansión de una cavidad cilíndrica en un medio indefinido, permitiendo determinar los parámetros siguientes:

1- Presión límite Menard (p_l) se define como la presión alcanzada cuando se dobla el volumen inicial de la cavidad:

$$V_l = V_s + 2 V_i \quad (1)$$

donde V_l es el volumen límite, V_s es el volumen inicial convencional de la celda central de medida y V_i es el volumen inyectado a la celda central de medida (después de las debidas correcciones), correspondiente al inicio del rango del presiómetro.

La presión límite puede ser determinada de forma directa (cuando el volumen inyectado es mayor que $V_s + 2 V_i$) o mediante métodos de extrapolación recogidos en la propia norma ISO 22476-4.

A pesar que la presión límite no es una propiedad característica del terreno, es un parámetro de aplicación directa en el diseño de cimentaciones.

2- Presión de fluencia (p_f) se obtiene de la evaluación gráfica del diagrama ($p, \Delta V^{60/30}$). $\Delta V^{60/30}$ es la variación del volumen de líquido inyectado a la celda central de medida entre los tiempos $t=30s$ y $t=60s$ después del inicio del escalón de presión p (ver Figura 4)

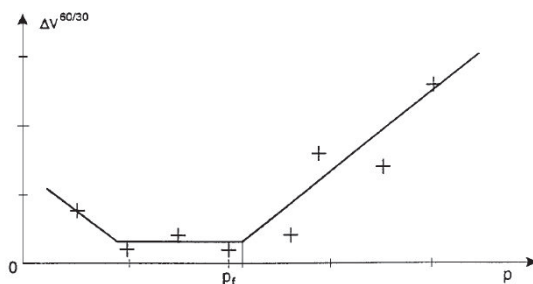


Fig. 4 – Curva de fluencia presiométrica.

Tabla 2 – Métodos de perforación a usar según la norma ISO 22476-4

Tipo de terreno	Sondeo previo			
	Rotación*			
	OHD *	HA/HAM *	CFA	CD
Fangos y arcillas blandas	●●°	●●●°	--	--■
Arcillas medianamente compactas	●●●°	°●●●	●●■	●●■
Arcillas compactas, margas rígidas	●●●°	●●■°	●●●	●●●°
Limos: -encima nivel freático -debajo nivel freático	●●°	●●●°	●●	●●■°
	●■°	●●■°	--	●■°
Arenas flojas: -encima nivel freático -debajo nivel freático	●●°	●●●■°	●●	●
	●■°	●●°	--	--■
Arenas medianamente compactas y compactas	●●●°	●●●°	●●●	●°
Suelos gruesos	●●°	--■	--■	--■
Suelos cohesivos no homogéneos	●●°	●°	●	●●■°
Suelos flojos no homogéneos, otros suelos no especificados arriba (algunos depósitos aluviales, rellenos, tills)	●●°	●°	●	●°
Rocas alteradas Rocas blandas	●●●°	●●°	●●	●●■°
●●●: Recomendado ●●: Adecuado ●: Aceptable --: No adecuado *: Velocidad de rotación no debe exceder $1s^{-1}$ y el diámetro de la herramienta de perforación igual o inferior a $1.15 d_c$. °: Circulación de lodos: la presión no debe exceder los 500kPa y el caudal no debe exceder 15 l/min. El caudal de lodo se puede interrumpir temporalmente si es necesario. ■: En función de las condiciones locales y de la evaluación del operario. HA: Barrena manual HAM: Barrena con inyección de lodos CFA: Barrena helicoidal OHD: Herramientas de corte CD: Testigo continuo				

3-Presión neta (p^*) es la presión calculada con respecto a la tensión total horizontal del suelo (σ_{hs}) a la profundidad de ensayo antes de la introducción de la sonda presiométrica. Se definen las siguientes presiones netas:

$$\text{Presión límite neta: } p_l^* = p_l - \sigma_{hs} \quad (2)$$

$$\text{Presión de fluencia neta: } p_f^* = p_f - \sigma_{hs} \quad (3)$$

4- **Módulo presiométrico Ménard (E_M)** se determina a partir de la pendiente del tramo lineal de la curva de presión corregida frente al volumen corregido. E_M viene dado por la siguiente ecuación:

$$E_M = 2(1 + \vartheta)(V_0 + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (4)$$

Donde ϑ es el coeficiente de Poisson (se asume un valor de 0.33), ΔP y ΔV son los incrementos en presión y volumen respectivamente, entre dos puntos definidos a lo largo del tramo lineal de la curva presiométrica, V_m es el volumen medio de la cavidad medida en el punto medio del tramo lineal, y V_0 es el volumen inicial de la sonda.

5 – ENSAYOS PRESIOMÉTRICOS

Los ensayos presiométricos fueron realizados con un presiómetro automático tipo Ménard que puede alcanzar una presión máxima de trabajo de 100 bar. Se han utilizado sondas desnudas de diámetro 60 mm y *tube fendu* de 44 mm. Los ensayos presiométricos fueron procesados según la norma ISO 22476-4.

Cabe destacar que, siguiendo esta normativa, si en un ensayo no se alcanza la presión de fluencia o bien, las circunstancias del ensayo no permiten la obtención de la p_l , ésta se reporta como mayor que el valor máximo de presión aplicada a lo largo del ensayo ($p_l > p_{max}$).

Para este estudio se disponía de un total de 82 ensayos, de los que se han descartado 44 en los que no se alcanzó la presión de fluencia.

En la Figura 5 se muestran gráficamente los valores de p_l^* , p_f^* y E_M respecto la tensión vertical efectiva a nivel del ensayo para todos los ensayos en los que se ha podido obtener la Pl (21 ensayos en los que el valor de E_M es siempre inferior a 100 MPa). Se puede observar un aumento de los parámetros presiométricos con el aumento de la tensión efectiva vertical.

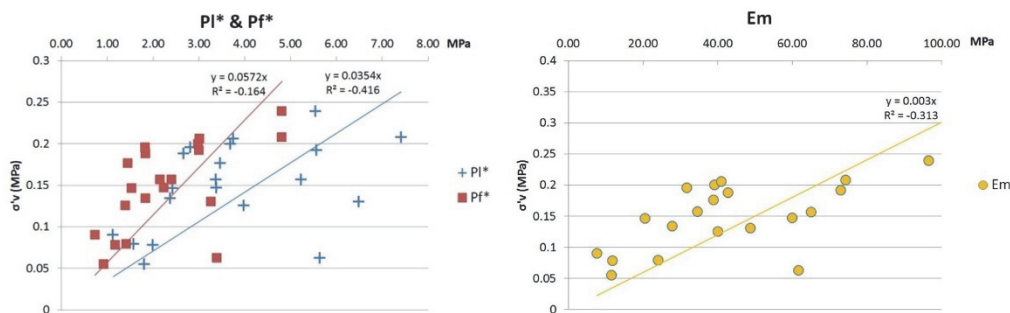


Fig. 5 – Valores de p_l^* , p_f^* y E_M respecto a la presión vertical efectiva a nivel del ensayo

En la práctica habitual, tal y como quedaba reflejado en la Norma Francesa del año 99, la relación entre p_l^* y p_f^* se sitúa en 1.7, no obstante se ha podido observar que esta relación depende de las condiciones locales y por tanto es variable. Establecer una relación local entre ambas, es de gran utilidad a la hora de interpretar aquellos ensayos en los que se alcanza una p_f pero la p_l no se puede determinar.

En la Figura 6 se correlaciona la p_l^* y la p_f^* obtenidas para la formación *Madingo* según la siguiente relación:

$$p_l^* = 1.57 p_f^* \quad (5)$$

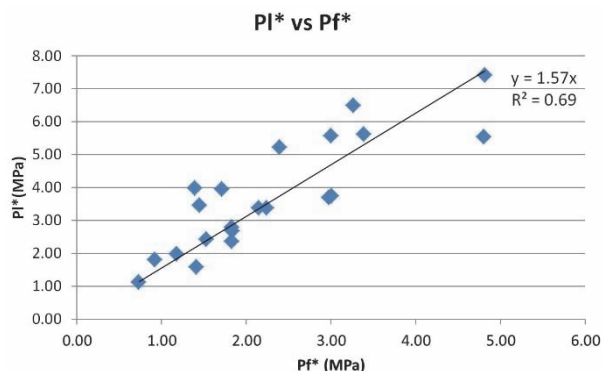


Fig. 6 – Relación entre p_l^* y p_f^*

La relación obtenida se encuentra en el límite inferior de las obtenidas por Bahar (1998) para arcillas del norte de Argelia, que presentaban valores de entre 1.57 y 1.8; y no dista mucho del valor 1.7 obtenido por otros autores en arcillas (Cassan, 1988). Esta variación se puede deber al hecho de que los materiales estudiados no corresponden estrictamente a arcillas sino a margas.

La ecuación obtenida se ha utilizado para determinar los valores de p_l^* en los ensayos presiométricos donde esta no pudo ser determinada. De todas formas es importante destacar que esta relación se ha obtenido para ensayos donde $E_M < 100$ MPa y por tanto debería ser corroborada mediante resultados obtenidos con presiómetros de alta presión para ensayos que presentan valores de $E_M > 100$ MPa.

Los datos presiométricos (incluyendo las p_l^* determinadas a partir de la ecuación 5) se muestran en la Figura 7, mientras que los estadísticos principales se muestran en la Tabla 3.

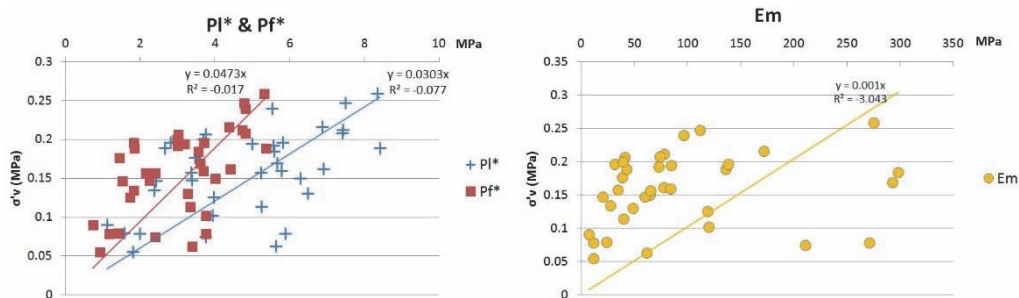


Fig. 7 – p_l^* (incluye valores calculados con la ecuación 5), p_f^* y E_M respecto a la presión vertical efectiva a nivel del ensayo

Tabla 3 – Estadísticos generales de los datos presiométricos

	p_l^* (MPa)	p_f^* (MPa)	E_M (MPa)	E_M/p_l^*
Número	38	38	38	38
Media	4.85	3.04	129.43	28.27
Desviación estándar	1.96	1.30	172.77	32.10

La formación *Madingo* presenta valores de p_l^* comprendidos entre 1.12 y 8.41 MPa, con un valor medio de 4.85 MPa y una desviación estándar de 1.96 MPa. Los valores de E_M se encuentran

comprendidos entre 7.62 y 849.7 MPa con un valor medio de 129.43 MPa y una desviación estándar de 172.77 MPa.

Las variaciones detectadas para estos valores pueden venir dadas por las variaciones tanto en el contenido de arcillas como en el grado de carbonatación de las margas, parámetros que, según Khamehchiyan et al. (1994), son los principales factores que influyen en el comportamiento geotécnico de las margas.

Grafizando los datos del cociente E_M/p_l^* referentes a la formación *Madingo*, se observa un cambio importante en función de si E_M es superior o inferior a 200 MPa (Figura 8). Se obtienen los siguientes valores para este cociente:

$$E_M/p_l^* = 11.54 \text{ para } E_M < 200 \text{ MPa} \tag{6}$$

$$E_M/p_l^* = 30.72 \text{ para } E_M > 200 \text{ MPa} \tag{7}$$

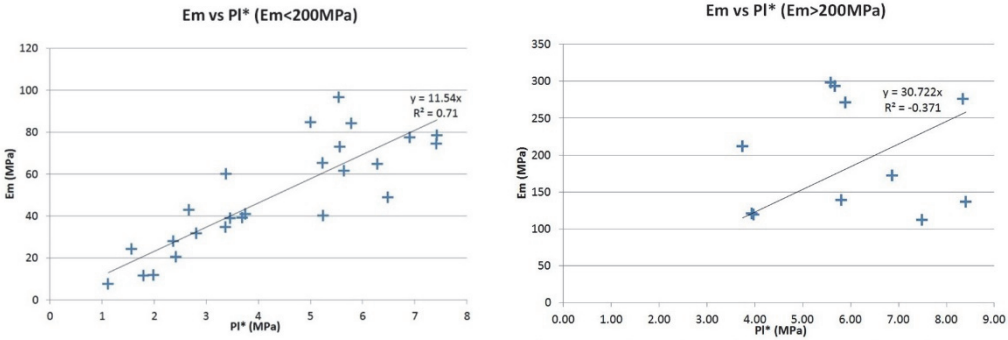


Fig. 8 –Cociente E_M/p_l^*

Los valores de E_M/p_l^* para $E_M > 200$ MPa presentan una mayor dispersión, probablemente debida a la heterogeneidad en el comportamiento del terreno. No obstante este punto puede ser ampliado con la ejecución de ensayos a mayores presiones.

Si bien no existe una relación funcional entre E_M y p_l (ambos parámetros cuantifican fenómenos de naturaleza diferente), Ménard notó que el cociente E_M/p_l^* guarda una estrecha relación con el grado de consolidación del suelo y se mantiene aproximadamente constante dentro de una misma formación geológica. Baguelin et al. (1978) establecen una clasificación de los suelos según este criterio (Tabla 4).

Según la Tabla 4 las margas con valores de $E_M < 200$ MPa se clasificarían como arcillas/limos normalmente consolidados, mientras que las margas con valores de $E_M > 200$ MPa se clasificarían como arcillas sobreconsolidadas. Estos resultados se explicarían por un mayor grado de carbonatación de las margas con $E_M > 200$ MPa. También es importante destacar de nuevo que en este caso el terreno no es puramente arcilloso, sino que son margas que presentan variaciones importantes en el contenido de arcilla.

Un desarrollo reciente en el análisis de los resultados MPM en diferentes formaciones geológicas es el Pressiorama® desarrollado por Baud y Gambin (2013). Este diagrama nos proporciona una clasificación entre suelos, rocas blandas y rocas duras, como se puede ver en la Figura 9.

Los resultados obtenidos para la formación *Madingo* indican una clasificación entre un suelo duro y una roca blanda, como cabe esperar en unas margas. También se observan los distintos grados

de cementación que presentan estas margas, concordando con la variabilidad en el porcentaje de carbonatos obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Tabla 4 – Clasificación de suelos según cociente E_M/p_l^* (Baguelin *et al.*, 1978)

Tipo de suelo	E_M/p_l^*				
	Turba	Arcilla	Limo	Arena	Arena y grava
Sobreconsolidado	--	>16	>14	>12	>10
Normalmente consolidado	--	9-16	8-14	7-12	6-10
Alterado y/o remoldado	--	7-9	--	--	--

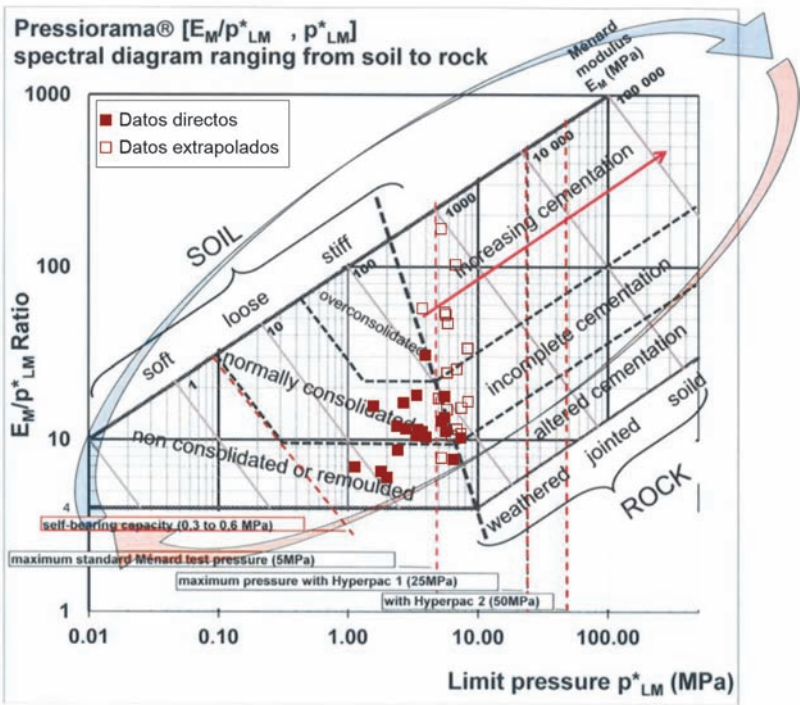


Fig. 9 – Clasificación de la *Fm. Madingo* a partir del Presiorama®

6 – CONCLUSIONES

En los ensayos presiométricos mediante presiómetro tipo Ménard realizados en las margas de la formación *Madingo* se ha obtenido aproximadamente un 45% de ensayos en los que se ha podido determinar la p_l^* , estando el 55% restante fuera del rango de aplicación de este equipo.

Se ha obtenido la siguiente igualdad $p_l^* = 1.57p_f^*$, que proporciona la relación entre la presión límite neta y la presión de fluencia neta para las margas de la formación *Madingo*. Se propone seguir

esta relación para la estimación de p_l^* en los casos en que esta queda fuera del rango del presiómetro Ménard.

A la vista de estos resultados, sería recomendable la utilización de presiómetros Ménard de alta presión para la correcta caracterización geotécnica de las margas de esta formación, así como para corroborar el valor obtenido para la relación entre p_l^* y p_f^* para valores de $E_M > 100$ MPa.

También se calculan los valores del cociente E_M/p_l^* para las margas de esta formación, obteniéndose un valor de 11.54 para las margas con $E_M < 200$ MPa y un valor de 30.72 para las margas con $E_M > 200$ MPa. En el rango de $E_M > 200$ MPa se necesita más investigación dado que los valores disponibles presentan una dispersión importante.

Aunque el valor del cociente E_M/p_l^* acostumbra a ser aproximadamente constante para los materiales de una misma formación, en este caso se obtienen variaciones que podrían ser explicadas por la variabilidad en el contenido de arcillas y en el grado de carbonatación.

Finalmente, se utiliza el Pressiorama® para clasificar las margas de la formación *Madingo*, quedando estas clasificadas entre suelos duros y rocas blandas con distintos grados de cementación, siendo estos resultados los esperables para unas margas.

7 – BIBLIOGRAFIA

- Baguelin, F.; Jézéquel, J.F.; Shields, D.H. (1978). *The pressuremeter and foundation engineering*. Clausthal: Trans Tech Publications, pp. 231
- Bahar, R. (1998). *Properties of clays from Menard pressuremeter test results*. Geotechnical Site Characterization, Robertson & Mayne (eds) Balkema, Rotterdam (1998), pp 735-740.
- Baud, J.P.; Gambin, M. (2013). *Soil and Rock Classification from High Pressure Borehole Expansion Tests*. Geotech. and Geol. Engineering, Springer. <https://doi.org/10.1007/s10706-013-9664-0>
- Brownfield, M.E.; Charpentier, R.R. (2006). *Geology and total petroleum systems of the west-central coastal province (7203), West Africa*; USGS bulletin 2207-B.
- Cassan M. (1988). *Les essais in situ en mécanique des sols*. Editions Eyrolles.
- Harivony, L. (2002). *Analysis of in situ test derived soil properties with traditional finite element methods*. Ph.D. Dissertation, University of Florida.
- Khamehchiyan, M.; Iwao, Y.; Amirsoleymani, T. (1994). *Effect of carbonate content on engineering properties of marl rocks*. Proceedings 7th International Congress IAEG, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Ministère des Mines et de l'Énergie. Direction Générale des Mines (1993). *Note explicative de la carte géologique de la République du Congo. AU 1:1.000.000*.

ESTIMATIVA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Estimate of Elastic Modulus of Continuous Flight Auger Concrete

Paulo César de Almeida Maia^a, Lucas Venancio Waked^a, Marta Fleichman Prellwitz^a

^a Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Brasil

RESUMO – Em projetos de fundação modernos, a estimativa dos recalques da fundação é de fundamental importância para a determinação dos valores característicos dos esforços. No caso de obras sobre estacas hélices contínuas, a deformação elástica do elemento estrutura ganha importância especial, devido ao processo executivo e características do concreto normalmente empregado, podendo gerar materiais com elevada deformabilidade. O presente trabalho discute a estimativa do módulo de elasticidade do concreto desse tipo de fundação, baseado em ensaios em corpos de prova extraídos da fundação e no controle tecnológico do concreto. Faz-se comparação da aplicação desses procedimentos para o concreto da superestrutura. Os resultados indicam que as metodologias prescritas por normas técnicas superestimam em 60% o valor do módulo de elasticidade, no caso estudado. No entanto, estimativas do módulo de elasticidade para baixos níveis de tensão de trabalho, podem estar mais próximas da condição de campo, mas ainda gerando subestimativa dos recalques do elemento estrutural.

SYNOPSIS – In modern foundation design projects, the estimation of the foundation settlement has fundamental importance in determining the characteristic stresses. Specifically, in case of continuous flight auger (CFA) piles, the elastic deformation of the structural element has special importance, since the execution process of the piling and the properties of the concrete used can generate materials with high deformability. This study discusses the estimation of the concrete's elastic modulus in this type of foundation based on experiments on samples extracted from the foundation piles and concrete quality control testing results. The application of these procedures is compared to the concrete of the superstructure. The results indicate that the methodologies prescribed by technical standards overestimate by 60% the elastic modulus value in this case studied. However, estimates of the elastic modulus of concrete subjected to low stresses may be closer to field conditions, but still underestimating the settlement of the structural element.

Palavras Chave – Estaca hélice contínua, Módulo de Elasticidade, Estimativa.

Keywords – Continuous flight auger, Young's module, Forecast.

1 – INTRODUÇÃO

A concepção mais moderna para a elaboração de projetos de fundações exige que a estimativa das cargas características considere os recalques nas fundações. Fundamentalmente, faz-se uma estimativa inicial das cargas de fundação admitindo que não existem recalques ou atribuindo um mesmo valor de constante elástica para os pontos de apoio. Definidas as fundações para tais cargas, faz-se a estimativa dos recalques que a fundação sofrerá. Os recalques estimados são induzidos no modelo estrutural, gerando novos carregamentos característicos nas fundações. Esse processo é repetido até à convergência dos recalques estimados e, nesse momento, obtém-se as cargas

E-mails: maia@uenf.br (P. Maia), lucaswaked@gmail.com (L. Waked), mfprellwitz@gmail.com (M. Prellwitz)

características de projeto. Nas fundações profundas, particularmente, parte dos recalques estimados ocorre devido as deformações do terreno de fundação e parte ocorre pela deformação do próprio elemento estrutural, sendo que, no caso de estacas tipo hélice contínua, essa última parcela pode ser expressiva. Deste modo, a estimativa dos recalques vai exigir o conhecimento das propriedades dos materiais que compõem o terreno e os elementos estruturais, para a idealização correta dos mecanismos de transferência de carga entre a fundação e o terreno e, conseqüentemente, a boa estimativa dos recalques das fundações.

Especialmente para a estimativa dos recalques gerados pelas deformações dos elementos estruturais de uma fundação do tipo estaca de concreto moldadas *in loco* é necessária atenção na estimativa dos parâmetros dos materiais constituintes. Isso se justifica pelo procedimento de concretagem normalmente utilizado nesse tipo de fundação que, não raramente, pode gerar concretos de baixa resistência, elevada porosidade e heterogêneos.

Nesse tipo de fundação, para que o modelo estrutural seja representativo, particular atenção deve ser dada na determinação dos parâmetros que definem o comportamento tensão vs. deformação do concreto que represente de forma mais fiel a condição de campo. Nesse contexto, a bibliografia técnica destaca que a deformabilidade do concreto é afetada por diversos fatores (Mehta e Monteiro, 2014; Nunes, 2005; Montija, 2007), que podem ser visualizados no Quadro 1.

Quadro 1 – Fatores que podem afetar os parâmetros característicos do concreto.

Intrínsecos ao material	Traço	<i>Relação água-cimento</i>
		<i>Consumo de cimento</i>
		<i>Aditivos químicos</i>
		<i>Aditivos minerais</i>
	Agregados	<i>Natureza do agregado</i>
		<i>Dimensão dos agregados</i>
		<i>Fração volumétrica dos agregados</i>
		<i>Porosidade e módulo de elasticidade dos agregados</i>
	Matriz cimentícia	<i>Porosidade da matriz cimentícia</i>
		<i>Características e composição da interface da zona de transição</i>
Extrínsecos ao material		<i>Condições de cura</i>
		<i>Umidade ou grau de saturação do concreto</i>
Determinação dos parâmetros		<i>Método de ensaio ou de estimativa</i>
		<i>Velocidade do carregamento</i>
		<i>Tensões limites de elasticidade</i>
		<i>Geometria dos corpos de prova</i>

Com relação às estruturas de fundação, pode-se dizer, adicionalmente, que os fatores intrínsecos são controlados pelo processo de constituição do material e, a combinação deles, afeta os parâmetros do concreto lançado na obra. Por outro lado, os fatores extrínsecos estão associados sobretudo ao processo de cura e manuseio do concreto, que podem não ser bem controlados na obra, resultando concretos de baixa qualidade. Nesse caso, os fatores extrínsecos geram mudanças nos parâmetros do concreto após o lançamento na obra, o que não é detectado pelos procedimentos de controle tecnológico usualmente utilizados. Já os fatores inerentes aos procedimentos de determinação dos parâmetros, que são regidos fundamentalmente pelas exigências de obra, experiência do calculista e erros experimentais, definem quão acurada será a previsão do comportamento.

O concreto é um material que apresenta comportamento não linear quando submetido a tensões de compressão ou de tração. Segundo Melo Neto e Helene (2002), este comportamento acontece um pouco antes de 50% da carga última e isso pode ser explicado a partir de vários estudos sobre o processo de micro-fissuração progressiva do concreto sob determinado carregamento. Apesar disso, a engenharia de fundações faz frequentemente a utilização de parâmetros elásticos, especialmente o módulo de elasticidade, para estimativa de recalques dos elementos estruturais de fundações

profundas (Poulos e Davis, 1968; Vésic, 1969; Randolph e Wroth, 1978; Aoki, 1984; Bowles, 1996). Isso se justifica pelos baixos níveis de tensões de trabalho que são adotadas em projetos de fundação profundas. No entanto, pouco se discute sobre os efeitos dos fatores listados no Quadro 1 na estimativa dos recalques, seja na fase de projeto ou através de interpretação de provas de carga, desse tipo de fundação.

Por razões de simplicidade de cálculo, definem-se em geral apenas dois módulos de elasticidade para o concreto: o módulo estático de elasticidade tangente inicial da curva tensão-deformação, E_{ci} , e o módulo estático de elasticidade secante entre dois pontos da curva, E_{cs} . A definição de qual módulo será utilizado depende de critérios relativos a níveis de tensão, níveis de deformação e tempo de cura do material, e cada norma trata o assunto de forma distinta.

Para a determinação experimental do módulo de elasticidade existem, basicamente, dois métodos de ensaios: o estático e o dinâmico. No método estático o módulo é determinado por ensaio de compressão uniaxial para certa velocidade de carregamento previamente estabelecida. Com este método é possível obter o módulo tangente na origem, o módulo secante entre dois pontos da curva e o módulo tangente em um ponto especificado. No método dinâmico, o módulo é determinado por ultrassom e equivale aproximadamente ao módulo tangente na origem. Em fundações profundas, o módulo de elasticidade do concreto pode ainda ser estimado através de prova de carga estática instrumentadas em profundidade, desde que existam medidores de deslocamento e de deformação em diferentes pontos ao longo do fuste. Tanto os ensaios de laboratório quanto a prova de carga exigem instrumentação e equipamentos especiais, o que dificulta o uso corrente de tais procedimentos.

Nesse sentido, é uma prática da engenharia utilizar formulações empíricas para estimativa do módulo de elasticidade do concreto. Para tanto, utiliza-se normalmente a resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , como parâmetro de correlação, sendo que, a prática corrente, faz o uso do f_{ck} especificado em projeto, para as estimativas iniciais, e a resistência média f_{cm} obtida através de controles tecnológico durante a execução da obra, para verificação da condição de campo.

No Quadro 2 são apresentadas as relações mais comuns constantes nas normas e recomendações técnicas. As formulações apresentadas pelas normas estimam a rigidez do concreto admitindo comportamento elástico e resistência limitada pelo f_{ck} . Nesse caso, o módulo E estimado por relações empíricas não é definido para níveis específicos de deformação. Nota-se que além do f_{ck} , a mineralogia do agregado também é usada na estimativa da rigidez do concreto, sendo isso exposto de forma explícita em algumas formulações empíricas (Quadros 2 e 3). Devido à natureza empírica empregada na construção de tais correlações, as características dos agregados não são consideradas normalmente na estimativa do módulo de elasticidade ou resistência à compressão do concreto (Silva, 1997; Santos, *et al.* 2006; Montija, 2007)

Para casos de estruturas de fundação, a literatura técnica geotécnica brasileira recomenda ainda o uso de valores constantes do módulo de elasticidade do concreto. Velloso e Lopes (2010), por exemplo, sugerem valores típicos de módulo de elasticidade segundo o tipo de estaca (Quadro 4). Hachich *et al.* (1998) consideram apenas dois valores de módulos de elasticidade para estacas de concreto armado, igual a 25 GPa, nos casos mais gerais de tipos de estacas, e, particularmente em estacas pré-moldadas de concreto armado ou protendido, adota-se um valor igual a 30 GPa. Hachich *et al.* (1998) sugere ainda que o valor do módulo de elasticidade do concreto pode ser definido, alternativamente, através do módulo secante, estimado em função do f_{ck} de acordo com a norma NBR6118:2014 (ABNT, 2014).

Quadro 2 – Relações das Normas e recomendações técnicas internacionais para determinação do módulo de elasticidade do concreto.

Norma	Equação	Parâmetros
NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)	$E_{cs} = \alpha_i E_{ci}$, onde $E_{ci} = \alpha_e 5,6 f_{ck}^{1/2}$	E_{cs} é o módulo de elasticidade secante
	$\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio	E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial
	$\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaiss	α_e parâmetro em função da natureza do agregado
	$\alpha_e = 0,9$ para calcário	
	$\alpha_e = 0,7$ para arenito	
Eurocode 2 (EN 1992-1-1, 2004)	$E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$	E_{cm} é o módulo de elasticidade
	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto
ACI 318-14 (ACI, 2014)	$E_c = w_c^{1,5} 42,74 \times 10^{-4} f_c^{1/2}$	E_c é o módulo de elasticidade estático secante a 0,45 de f_{ck}
	para w_c entre 1400 e 2500 kg/m ³	w_c é o peso específico kg/m ³
		f_c é a resistência a compressão
fib MC 2010 (FIB, 2010)	$E_{ci} = 21.5 \alpha_e ((f_{ck}+8)/10)^{1/3}$	E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial
		α_e parâmetro em função da natureza do agregado
		f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto

Obs.: Módulos de elasticidade em GPa; Resistência em MPa e peso específico em kg/m³

Quadro 3 - Correlações entre E e f_c , em MPa, para diferentes agregados graúdos.

Referência	Tipo de agregado graúdo	Equação de Correlação	Faixa de aplicação
Carrasquillo <i>et al.</i> (1981)	calcário e seixo	$E = 3320 f_c^{1/2} + 6900$	$21 \leq f_c \leq 83$
Shih <i>et al.</i> (1989)	calcário	$E = 4660 f_c^{1/2} - 1370$	$21 \leq f_c \leq 83$
Almeida (1990)	calcário e granito	$E = 5330 f_c^{1/2}$	$40 \leq f_c \leq 120$
Shehata <i>et al.</i> (1993)	gnaisse	$E = 4250 f_c^{1/2}$	$f_c \leq 90$
Gomes (1995)	traquito e gnaiss	$E = 8142 f_c^{0,37}$	-
Ferrari <i>et al.</i> (1996)	calcário e gnaiss	$E = 3691 f_c^{1/2} + 5445$	$10 \leq f_c \leq 81$
Dal Molin e Monteiro (1996)	basalto	$E = 9570 f_c^{0,31}$	$30 \leq f_c \leq 90$
Radain <i>et al.</i> (1993)	basalto	$E = 2173 f_c^{1/2} + 1456$	$40 \leq f_c \leq 90$

Quadro 4 – Valores típicos de módulo de elasticidade da estaca E_p das estacas segundo Velloso e Lopes (2010).

Tipo de Estaca	E_p (GPa)
Metálica (aço)	210
Pré-moldada vibrada	25
Pré-moldada centrifugada	30
Franki	22
Escavada	20

Fatores extrínsecos também podem influenciar significativamente o comportamento tensão vs., deformação do material. Particularmente, nas fundações do tipo estacas escavadas não revestidas, moldadas *in loco* ou do tipo Hélice Continua Monitorada – EHC, o processo de concretagem está sujeito a diversos fatores que, frequentemente, geram problemas construtivos, como relatado por Penna *et al.* (1999). Nesse caso, o traço do concreto associado à natureza executiva da estaca, que envolve grandes volumes de material e concretagem submersa, são as principais causas de problemas executivos. Quando não há cuidados na composição do traço e/ou a definição de aditivos apropriados não é observada, verifica-se a ocorrência de perda da argamassa para o solo, a retração e/ou a exsudação do concreto. As falhas no processo de concretagem, seja no lançamento, adensamento ou cura, geram o enfraquecimento da interface entre a pasta de cimento e os agregados, proporcionando por consequência uma redução da resistência esperada, a heterogeneidade do concreto após a cura, uma elevada porosidade e baixos valores do módulo de elasticidade (Djanikian Filho, 2010; Nunes, 2005).

Consequentemente, é de se esperar que as informações obtidas através do controle tecnológico do concreto utilizado em tais tipos de fundação podem não representar de fato o material que constitui as estacas. Previsões de parâmetros do concreto nesses casos, utilizando as formulações tradicionais para concreto, podem gerar, deste modo, erros consideráveis no cálculo da deformação do elemento estrutural.

Nesse sentido, no presente trabalho apresenta-se um caso de obra em EHC, onde se faz a comparação dos parâmetros do concreto obtidos a partir de ensaios de compressão simples em corpos de prova instrumentados, extraídos *in loco* diretamente das fundações, com as estimativas empíricas sugeridas por normas e recomendações técnicas. As estimativas são baseadas nos resultados provenientes do controle tecnológico do concreto. Para efeito de comparação dos procedimentos de estimativa dos parâmetros do concreto, são analisados ainda resultados do controle tecnológico do concreto utilizado na superestrutura da obra, denominada aqui de estrutura, e de ensaio em corpo de prova moldado e instrumentado.

2 – CASO DE OBRA E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os corpos de prova do concreto utilizados no presente trabalho foram extraídos ou moldados da construção de um edifício residencial multifamiliar de 19 pavimentos em concreto armado.

As fundações são em estaca Hélice Continua Monitorada, com diâmetros de 400mm e 500mm e profundidade igual a 18 metros, armadas nos seus primeiros quatro metros e capacidades de carga de 800 e 1000 kN, respectivamente. O edifício possui 82 pilares partindo das fundações, 46 estacas com 400mm de diâmetro, 235 estacas com 500mm de diâmetro, e uma estaca extra de referência para monitoramento de recalque. O maciço de fundação do edifício foi caracterizado através de 8 furos de sondagem à percussão do tipo SPT. A Figura 1 ilustra a variação do N_{SPT} médio, máximo e mínimo com a profundidade, os tipos e variação das espessuras das camadas de solo. O terreno é constituído por solos sedimentares. Pode-se notar que as estacas estão assentes em camada de argila siltosa com areia e a partir de onde ocorrem elevados valores de SPT.

Os testemunhos de concreto da fundação foram extraídos após o arrasamento da estaca até sua cota de projeto. A partir destes testemunhos moldaram-se corpos de prova cilíndricos com dimensões de altura e diâmetro iguais a 10 cm e 5 cm, respectivamente, respeitando a condição L/d igual a 2, recomendada para ensaios em corpos de prova de concreto cilíndricos (Figura 2).

Para o corpo de provas do concreto da estrutura foi utilizado testemunho moldado durante o processo de controle tecnológico da concretagem da superestrutura da obra. O procedimento de moldagem seguiu as recomendações prescritas pela norma NBR 5738:2015 (ABNT, 2015b).

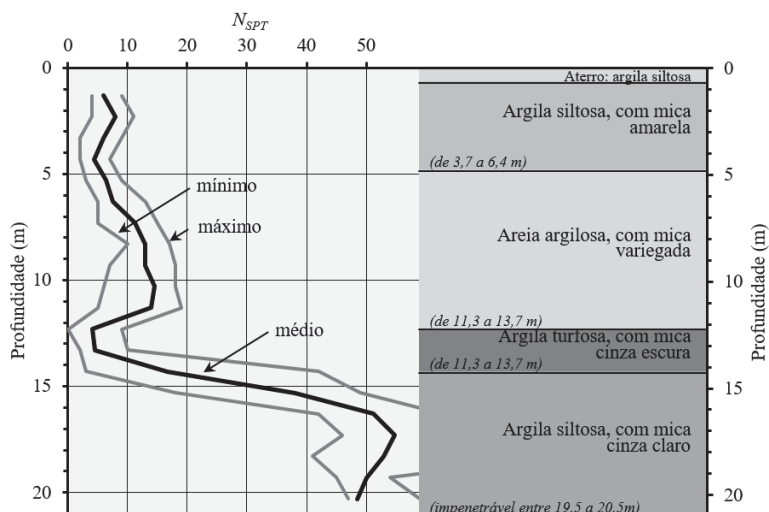


Fig. 1 – Resumo das sondagens SPT e estratigrafia do local da obra

Deve-se destacar que o concreto especificado em projeto para uso nas estacas deve possuir f_{ck} maior ou igual a 20 MPa e para a superestrutura maior ou igual a 35 MPa. No entanto, considerando as características físicas do concreto que deve ser lançado nas estacas, como prescrito pela norma NBR 6122:2010 (ABNT, 2010), é de se esperar que a resistência final seja superior à especificada em projeto.

Para determinação do comportamento tensão deformação do concreto, em cada corpo de prova foi instalado um *strain-gauge* elétrico do tipo roseta dupla a 90° e 350Ω de resistência, seguindo os procedimentos específicos de colagem, capaz de medir as deformações longitudinais e transversais durante os ensaios (Figura 2). Os *strain-gauges* foram conectados ao sistema de aquisição de dados *Lynx ADS2002* com ligação de ¼ de ponte e foram executados ensaios de compressão em uma prensa hidráulica EMIC com capacidade de 2000 kN até a ruptura. A velocidade de carregamento utilizada nos ensaios foi de aproximadamente 0,3 MPa/s. Com os dados obtidos, puderam-se determinar a variação da tensão σ_1 com a deformação axial ε_1 , para determinação do módulo de elasticidade de cada corpo de prova, assim como a variação da deformação radial ε_3 com a deformação axial ε_1 , para determinação do coeficiente de Poisson.

Foram realizados ainda ensaios de absorção para determinar a porosidade aparente do concreto e comparar com os valores de porosidade do concreto da estrutura e valores registrados na literatura.



Fig. 2 – Ilustração dos corpos de prova (esquerda) e da instrumentação (direita) o ensaio

3 – RESULTADOS

O Quadro 5 apresenta os valores médios das características físicas do concreto das estacas e da estrutura. Nota-se que o concreto da estrutura apresenta porosidade dentro da faixa de variação esperada para concretos com mesmas características (5 a 11%). No entanto, a estaca apresenta elevadas absorção e porosidade, o que se justifica pelo processo de execução e cura inerente ao processo executivo.

Quadro 5 – Resultados do ensaio de absorção

Propriedade	Estaca	Estrutura
Massa Especifica Aparente (g/cm³)	2,11	2,11
Absorção por saturação em água (%)	8,8	3,1
Porosidade (%)	18,5	6,6

A Figura 3 mostra as variações da tensão σ_l com as deformações axial ε_l e radial ε_3 para 4 ensaios em testemunhos de concreto da fundação e 1 ensaio em corpo de prova do concreto da estrutura. Os ensaios são identificados segundo o Quadro 6. Para cada ensaio foi determinada a tensão de ruptura, os módulos de elasticidade tangente inicial o módulo de elasticidade secante e o coeficiente de Poisson (Quadro 6).

A partir do Quadro 6 é possível observar que os ensaios 3 e 4, em corpos de prova extraídos da fundação, mostram valor de resistência superior à obtida no controle tecnológico. Destaca-se que o concreto utilizado nas estacas de onde foram retirados os testemunhos para os ensaios 3 e 4 é proveniente de caminhões cujo f_{ck} é próximo ao f_{ck} máximo, determinados pelo controle tecnológico. Isso indica que os resultados dos ensaios nos corpos de prova extraídos das estacas ratificam a variação espacial dos resultados do controle tecnológico. Além disso, espera-se que haja ainda a influência do método de ensaio executado nos corpos de prova extraídos das estacas, que pode mobilizar maiores resistência em função do melhor controle na confecção dos corpos de prova e procedimento de ensaio. Tais resultados indicam que há importante variabilidade dos parâmetros de resistência e deformabilidade das estacas ao longo da obra e que o controle tecnológico pode ser usado para estimativa dessa variação espacial.

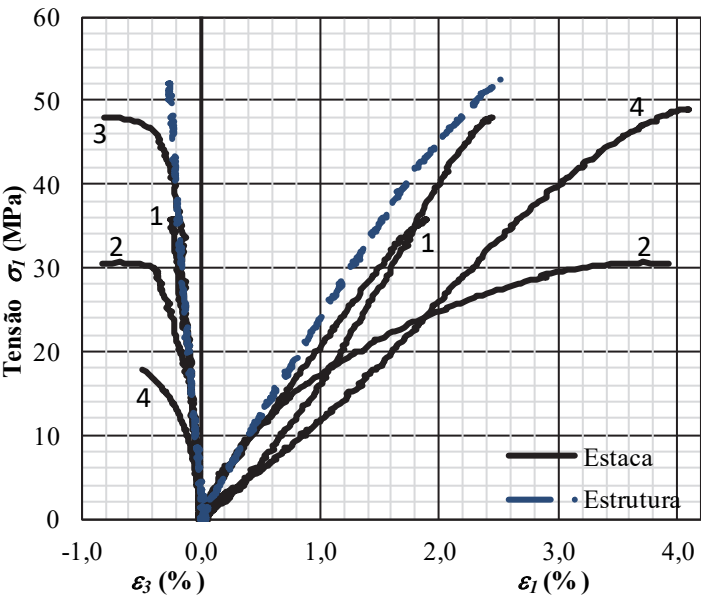
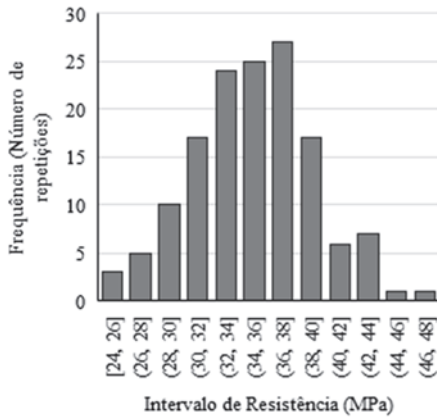


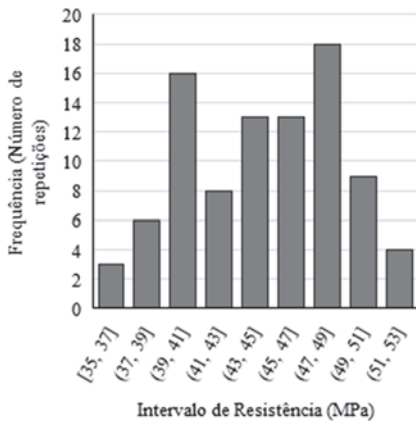
Fig. 3 – Curvas tensão axial vs. deformação axial e radial

Quadro 6 – Parâmetros determinados a partir das curvas tensão vs. deformação

	Ensaio	Resistência (MPa)		Módulo de Elasticidade (GPa)			ν	
				Tangente Inicial		Secante		
		f_c	f_{ck}	$E_{0,3f_c}$	$E_{0,4f_c}$	$E_{0,45f_c}$		$E_{cs \text{ em } f_c}$
Estaca (extração)	1	35,7	37,6	21,9	21,6	21,1	19,0	0,12
	2	30,5		24,7	21,4	19,9	8,2	0,13
	3	47,9		15,5	16,5	17,4	19,8	0,10
	4	48,5		12,1	12,1	12,5	12,1	0,11
Média		40,7±9		18,5±5,8	17,9±4,5	17,7±3,8	14,8±5,6	0,11±0,01
Estrutura (moldagem)	1	52,0	40,2	26,0	25,0	24,9	21,2	0,11



(a) Resultados do controle tecnológico do concreto das estacas



(b) Resultados do controle tecnológico do concreto das estrutura

Número de ensaios: 429		
Média:	35,0	MPa
Desvio padrão:	4,25	MPa
Intervalo de confiança:	0,4	MPa (*)
Mínimo:	23,5	MPa
Máximo:	46,7	MPa
f_{ck} (NBR 12655:2015):	28,0	MPa

(*) para nível de confiança de 95 %

Número de ensaios: 90		
Média:	44,1	MPa
Desvio padrão:	4,3	MPa
Intervalo de confiança:	0,9	MPa (*)
Mínimo:	34,6	MPa
Máximo:	52,4	MPa
f_{ck} (NBR 12655:2015):	36,9	MPa

(*) para nível de confiança de 95 %

Fig. 4 – Distribuição de frequência dos resultados de resistência à compressão nos corpos de prova moldados na obra do concreto das estacas e da estrutura

A Figura 4a apresenta o histograma e resumo estatístico dos valores de resistência à compressão simples, obtidas através do controle tecnológico, do concreto utilizado nas estacas e a Figura 4b do concreto aplicado na estrutura. Para o concreto das estacas são considerados os resultados de ensaios de todos os corpos de prova moldados a partir do concreto usado nas estacas. Para o concreto da estrutura, foram utilizados os resultados de ruptura apenas no período correspondente à da moldagem do corpo de prova ensaiado em laboratório.

4 – ANÁLISE RESULTADOS

O Quadro 7 mostra os valores da resistência média f_{cm} e da resistência característica f_{ck} obtidos a partir do programa experimental. Os valores da resistência característica, f_{ck} , foram determinados segundo a NBR 12655:2015 (ABNT, 2015a) e utilizando os valores de resistência obtidos no controle tecnológico (Figura 4). Nota-se que o procedimento de moldagem dos corpos de prova e de ensaio influenciaram significativamente nos valores de f_{cm} e f_{ck} . A razão entre as resistências TE/CT indica diferença significativa entre o concreto curado na estaca (TE) e o concreto moldado para controle tecnológico (CT). Tanto f_{cm} e f_{ck} são maiores para o concreto curado na estaca, comparados com o concreto moldado para o controle tecnológico. Tal diferença é da ordem de 13% para a resistência média, f_{cm} , e 34% para a resistência característica, f_{ck} . Esses resultados indicam que o processo de cura que é feito na moldagem de corpos de prova gera concreto com valores de resistência não representativos da condição real de campo no caso das estacas hélice contínua estudadas.

Pode-se observar ainda, que razão entre as resistências TE/CT para o concreto estrutural também indica diferença entre o concreto curado na estaca (TE) e o concreto moldado para controle tecnológico (CT). Nesse caso, tal diferença, que é relativamente pequena, reflete apenas o efeito do procedimento de ensaio, tendo em vista que o testemunho foi obtido a partir de um corpo de provas proveniente do próprio controle tecnológico. Mesmo com o limitado número de ensaios, pode-se concluir, como esperado, que os ensaios executados com melhor controle geram resistências ligeiramente superiores aos resultados obtidos a partir do controle tecnológico.

Como era de se esperar, os valores de f_{cm} são maiores que os valores de f_{ck} . No entanto, apenas para os resultados provenientes do controle tecnológico do concreto das estacas é aproximadamente correta a relação entre f_{cm} e f_{ck} proposta pelo Eurocode 2 (EN 1992-1-1, 2004) (Quadro 2).

Quadro 7 – Relação entre as resistências f_{cm} e f_{ck} obtidas nos ensaios e estimados pelo controle tecnológico

	Resistência (MPa)	Testemunho (TE)	Controle tecnológico (CT)	Razão de resistência (TE/CT)
<i>Estaca</i>	f_{cm}	40,7	35,04	1,16
<i>(extraído)</i>	f_{ck}	37,6	28,03	1,34
<i>Estrutura</i>	f_{cm}	52,0 (*)	44,10 (**)	1,18
<i>(moldado)</i>	f_{ck}	40,2 (*)	36,93 (**)	1,09

(*) determinado a partir de um ensaio em corpo de prova moldado; (**) determinado pelo controle tecnológico do concreto usado na estrutura

A partir da resistência obtida no controle tecnológico é possível determinar o módulo de elasticidade secante, utilizando equações empíricas sugeridas por normas e recomendações técnicas, conforme apresentadas no Quadro 2, e admitindo que os agregados são provenientes de rochas gnáissicas (Quadro 8). Como era de esperar, nota-se uma significativa variabilidade nos resultados obtidos através das previsões empíricas. O Quadro 8 mostra que o módulo de elasticidade secante obtidos em corpos de prova instrumentados é menor que os estimados empiricamente através de

resultados do controle tecnológico, sendo da ordem de 60% para o concreto utilizado nas estacas e 40% para o concreto da estrutura, em média.

Quadro 8 – Valores dos módulos de elasticidade secante segundo diferentes formulações sugeridas por diferentes normas

Metodologia ou norma	Forma de determinação	Base de dados	Módulo de Elasticidade (GPa)	
			<i>estaca</i>	<i>estrutura</i>
Eurocode 2 (EN 1992-1-1, 2004)	Empírica	Controle tecnológico	32,3	34,5
ACI 318-14 (*) (ACI, 2014)			22,6	32,7
NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)			25,9	30,4
ASTM C 496/C 469M-14 (ASTM, 2002)	Determinação direta em corpo de provas instrumentado		14,8	21,2
NBR 5739:2007 (ABNT, 2007)				

(*) o Módulo de Elasticidade é calculado para nível de deformação igual a $0,45f_{ck}$

O Quadro 9 apresenta estimativas do módulo de elasticidade considerando diferentes tipos de agregados através de equações sugeridas pela bibliografia técnica, para a faixa de valores de f_{ck} da obra da ordem de 35MPa (Quadro 4) e rochas gnáissicas. Os resultados nesse caso estão dentro da faixa de variação dos estimados empiricamente, apresentados no Quadro 8.

Deve-se destacar, no entanto, que o nível de tensões adotado em projeto para esse tipo de fundação é consideravelmente inferior à resistência característica do concreto. Deste modo, utilizando os valores de módulo de elasticidade secantes para menores níveis de tensão, com por exemplo a 30, 40 ou 45% da resistência média (Quadro 6), da ordem de 18GPa, nota-se que a estimativa empírica ainda resulta superior ao valor determinado em corpos de prova instrumentados, da ordem de 20%.

Quadro 9 – Módulos de elasticidade segundo diferentes formulações sugeridas pela bibliografia para diferentes tipos de agregados

Referência	Tipo de agregado graúdo	Faixa de aplicação	E (GPa)	
			<i>estaca</i>	<i>estrutura</i>
Shehata et al. (1993)	gnaisse	$f_c \leq 90$	22,50	25,83
Gomes (1995)	traquito e gnaisse	-	27,95	30,95
Ferrari et al. (1996)	calcário e gnaisse	$10 \leq f_c \leq 81$	24,99	27,88

5 – EXEMPLO

Para exemplificar o efeito da estimativa do módulo de elasticidade do concreto no cálculo do recalque de uma fundação profunda tipo hélice contínua, selecionou-se então um caso de obra onde foram medidos os recalques durante a construção. A estaca selecionada é a mesma onde foram extraídos os testemunhos de concreto.

Na análise, além da influência da estimativa do recalque devido variações do módulo elasticidade da estaca fez-se ainda, para fins comparativos, a avaliação da influência das variações do módulo cisalhante do maciço.

A Figura 5 apresenta a variação de $w_{estimado} / w_{estaca}$ com a variação de $E_{estimado} / E_{estaca}$, sendo:

- w_{estaca} o recalque da estaca onde foram retirados os testemunhos de concreto. O valor de w_{estaca} é igual a 7,48mm no final da construção das estruturas de concreto da obra, determinado por monitoramento de recalques por Waked (2018). Nessa etapa estima-se, por modelo numérico da estrutura como pórtico espacial, que a carga na estaca é igual a 816kN;
- $w_{estimado}$ é o recalque calculado a partir do método de Randolph (1985);
- E_{estaca} é o módulo de elasticidade da estaca, igual a 14,8GPa (Quadro 8);
- $E_{estimado}$ é o módulo de elasticidade da estaca estimado. Na figura considera-se uma variação de $E_{estimado}$ de 10 a 40GPa, que corresponde ao espectro de valores obtidos a partir de correlações empíricas, apresentadas nos Quadros 2 e 3, com a resistência proveniente do controle tecnológico do concreto, mostrado na Figura 4. No cálculo de $w_{estimado}$ admite-se que o módulo cisalhante do maciço no trecho do fuste próximo da ponta (G_L) é diferente do módulo cisalhante do maciço abaixo da ponta da estaca (G_P). Para cálculo do módulo cisalhante do maciço na meia profundidade da estaca ($G_{L/2}$) adotou-se um módulo equivalente correspondente à média ponderada dos módulos de cada camada e a espessura de cada camada como fator de ponderação. A determinação dos módulos cisalhantes do maciço é feita considerando correlação da Teoria da Elasticidade: $G = E / (2 (1 + \nu))$. O módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson foram obtidos através das correlações com os valores de N_{SPT} , propostas por Teixeira e Godoy (1996).

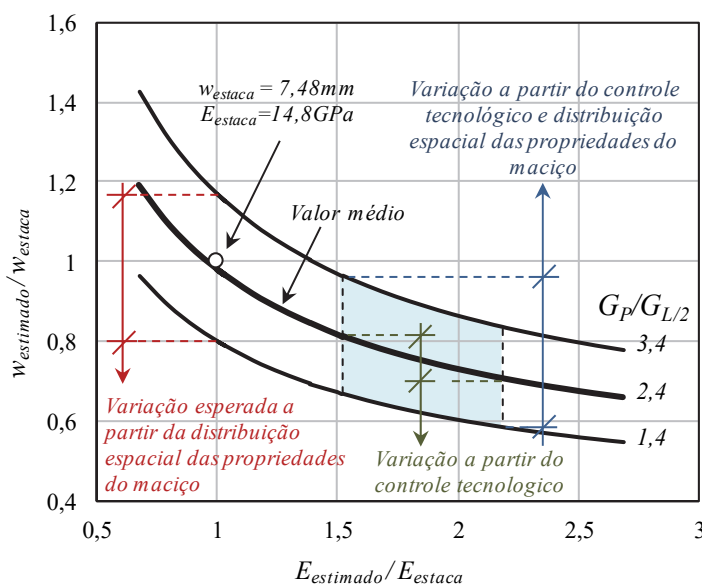


Fig. 5 – Variação na estimativa do recalque

O efeito da variação do módulo cisalhante do solo para estimativa do recalque da estaca, w_{estaca} , é feita considerando a variabilidade dos valores de G_P , G_L e $G_{L/2}$. Para isso, foi utilizado o método de Monte Carlo, onde foram geradas 10000 combinações aleatórias entre esses parâmetros, admitindo distribuição normal de frequência para cada parâmetro. Das combinações aleatórias foi determinado que a relação $G_P/G_{L/2}$ é igual a $2,4 \pm 1,0$.

Como era de se esperar observa-se que a estimativa do recalque é influenciada pela variação espacial dos parâmetros do maciço e da estaca. Nota-se que a relação $w_{estimado} / w_{estaca}$:

- i. varia de 0,8 a 1,18 quando se considera a variabilidade dos parâmetros do maciço e módulo de elasticidade determinado diretamente de corpos de prova. Isso representa uma variação da ordem de 20% do valor médio do recalque;
- ii. varia de 0,7 a 0,8 quando se considera a resistência do concreto da estaca obtido a partir do controle tecnológico e correlações empíricas. Isso representa uma variação de 10% do valor médio, mas subestimativa da ordem de 20 a 30%;
- iii. varia de 0,6 a 0,95 quando se considera a variabilidade dos parâmetros do maciço e a resistência do concreto da estaca obtido a partir do controle tecnológico do concreto e correlações empíricas. Isso representa uma variação de até 40% do valor médio e subestimativa da mesma ordem de grandeza.

6 – CONCLUSÃO

O presente trabalho apresenta resultados de programa experimental onde é possível observar que a estimativa do módulo de elasticidade do concreto de fundações tipo hélice continua a partir do controle tecnológico pode estar sujeito a erros consideráveis. Através de formulações sugeridas por normas técnicas, o módulo de elasticidade foi superestimado em aproximadamente 60%.

Tal erro na estimativa do módulo de elasticidade provocado principalmente pela limitação das equações que são sugeridas pela bibliografia, que relacionam normalmente a resistência do concreto ao módulo de elasticidade. Como os valores de resistência característica do concreto utilizado nas estacas é consideravelmente superior ao especificado em projeto ($\geq 20\text{MPa}$), as estimativas do módulo de elasticidade também serão superestimadas.

Os elevados valores de resistência do concreto das estacas se justificam naturalmente pelas características física do traço especificado para esse tipo de obra, que envolve normalmente elevada fração de cimento. Também como consequência do traço, o concreto curando *in loco* nas estacas é consideravelmente mais poroso que o concreto da estrutura, o que confere maiores deformabilidade e, como notado nesse caso de estudo, uma acentuada não linearidade do comportamento tensão vs. deformação. A elevada porosidade aparente do concreto das estacas pode estar associado aos fatores intrínsecos e extrínsecos descritos no Quadro 1, alguns desses frequentemente observados no processo de concretagem desse tipo de fundação.

Admitindo, no entanto, baixos níveis de tensão, a estimativa do módulo de elasticidade é mais próxima da experimental, porém com valores ainda 20% maiores, o que resultaria ainda na subestimativa dos recalques pela deformação estrutural.

Assim, considerando a natureza das estimativas empíricas do módulo de elasticidade do concreto, seja baseada na resistência, no tipo do agregado e/ou através de valores prescritos, os recalques estimados devido à deformação do elemento estrutural de fundações profundas concretadas *in loco* devem ser tratados com cuidado. Tal aspecto é evidente no exemplo apresentado onde se constata erros que podem chegar a 30% do recalque medido e 40% se adicionada a variabilidade do maciço.

Recomenda-se, portanto, a determinação do módulo de elasticidade do concreto através de ensaios diretos, observando o nível de tensão de trabalho do concreto, nos casos onde esta parcela do recalque seja expressiva, ou onde seja um parâmetro relevante, como na interpretação de provas de carga.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2007). NBR 5739:2007 – *Concreto – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ABNT (2010). NBR 6122:2010 – *Projeto e execução de fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- ABNT (2014). NBR 6118:2014 – *Projeto de estruturas de concreto*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ABNT (2015a). NBR 12655:2015 – *Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ABNT (2015b). NBR 5738:2015 – *Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ACI (2014). ACI 318-14 – *Building Code Requirements for Structural Concrete*.
- Almeida, I. R. (1990). *Betões de alta resistência e durabilidade. Composição e características*. Tese de doutorado em Engenharia civil. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, set., 740p.
- Aoki, N. (1984). *Previsão de Curva Carga - Recalque*. Palestra Proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos.
- ASTM (2002). ASTM C 496/C 469M-14 – *Standard test methods for static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*. Annual Book of ASTM Standards 2001, Volume 04.08.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. The McGrawHill Companies. Inc., New York.
- Carrasquillo, R. L.; Nilson, A. H.; Slate, F. O. (1981). *Properties of high strength concrete subject to short-term loads*. ACI Journal, maio/junho, v. 78, n.3, p. 171-178.
- Dal Molin, D. C. C.; Monteiro, P. J. M. (1996). *Estudo do módulo de deformação de concretos de alta resistência com e sem adições de sílica ativa*. 1st International Congress on High Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete structures, Florianópolis, Brasil, Florianópolis: Rocha Gráfica e Editora Ltda, p. 213-224
- Djanikian Filho, J. G. (2010). *Controle do Módulo de Elasticidade do Concreto na Estrutura com o Uso de Célula de Fluência*. Monografia de Especialista em Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 78p.
- EN 1992-1-1 (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for building*.
- Ferrari, A. A.; Flor, J. M.; Calixto, J. M. F. (1996). *Propriedade mecânica do concreto de alto desempenho fabricado com diversos materiais*. 1st International Congresso on High Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete structures, Florianópolis, Brasil, Florianópolis: Rocha Gráfica e Editora Ltda, p. 15-26
- FIB (2010). *fib Model Code 2010 – Comitê Euro Internacional do Betão*.
- Gomes, P. C. C. (1995). *Estudo dos parâmetros que influenciam a produção e as propriedades dos concretos de alta resistência*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 179p.
- Hachich, W.; Falconi, F. F.; Saes J. L.; Frota, R. G. Q.; Carvalho, C. S.; Niyama, S. (1998). *Fundações–Teoria e prática*, 1ª. Edição, PINI, São Paulo.
- Mehta, P.K.; Monteiro, P.J.M. (2014). *Concrete: microstructure, properties, and materials*. New York: McGraw-Hill.
- Melo Neto, A. A.; Helene, P. R. L. (2002). *Módulo de elasticidade: dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos*. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, 16p.

- Montija, F. C. (2007). *Aspectos da variabilidade experimental do ensaio de módulo de deformação do concreto*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Construção Civil e Urbana, Universidade de São Paulo, São Paulo. 261 f.
- Nunes, F. W. G. (2005). *Resistência e Módulo de Elasticidade de Concretos Usados no Rio De Janeiro*, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 129p.
- Penna, A. S. D., Caputo, A. N., Maia, C. M., Palermo, G., Gotlieb, M., Paraíso, S. C.; Alonso, U. R. (1999). *Estaca Hélice-Contínua a Experiencia Atual*. ABMS/ABEF. São Paulo, São Paulo-SP.
- Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1968). *The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers*. Geotechnique, 18(3), 351-371.
- Radain, T. A.; Samman, T. A.; Wafa, F. F. (1993). *Mechanical properties of high strength concrete*. 3th Symposium on Utilization on High Strength Concrete. Lillehammer, Norway, p.1209-1216.
- Randolph, M. F.; Wroth, C. P. (1978). *Analysis of deformation of vertically loaded piles*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 104 (ASCE 14262). p.1465-1488.
- Randolph, M.F. (1985). *Theoretical methods for deep foundations*. In: Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas. Porto Alegre. Vol 1, p 1-50.
- Santos, S. B.; Gambale, E. A.; Andrade, M. A. S. (2006). *Modelos de predição do módulo de elasticidade do concreto*. 48º Congresso Brasileiro do Concreto, Rio de Janeiro.
- Shehata, L. C. D.; Martins P. C. R.; Pereira, S. S. R. (1993). *Classificação e propriedades do concreto e do aço*. III Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto. São paulo, 24p.
- Shih, T. S.; Tee, G. C.; Chang, K. C. (1989). *On static modulus of elasticity of normal-weight concrete*. Journal of Structural Engineering, oct, 1989. V. 115, n.10, p. 2579-2587
- Silva, E. F. (1997). *Concreto de Alto Desempenho: Estudo de Propriedades Mecânicas*. Dissertação de Mestrado, Departamento e Engenharia Civil, Universidade de Brasília.
- Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. (1996). *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. In: Hachich et al. Fundações: teoria e prática. São Paulo: PINI. 1996. Cap.7 p. 227-264
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). *Fundações: Fundações Profundas*. 1.ed. São Paulo, Oficina de textos, 352p.
- Vésic, A. S (1969). *Experiments with instrumented pile groups in sand*. Performance of Deep Foundation, ASTM - SPEC Techn. Publ., no 444, p.177-222.
- Waked, L.V. (2018). *Transferência de Carga de Estacas Hélice Contínua Monitorada em Maciço Sedimentar Durante a Construção de um Edifício*. Dissertação de Mestrado. UENF/LECIV, Campos dos Goytacazes, Rio de Janeiro, p110.

ESTUDO DE ESTACAS SUBMETIDAS AO ARRANCAMENTO EM DIFERENTES DIREÇÕES, ATRAVÉS DE ENSAIOS EM CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

Study of piles subjected to pulling in different directions, through geotechnical centrifuge testing

Guilherme Venturin Guizardi^a, Rodrigo Martins Reis^a, Sérgio Tibana^a, Fernando Saboya Albuquerque Júnior^a

^a Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Brasil.

RESUMO – O presente estudo é de carregamento de estacas isoladas em diferentes direções, sendo utilizado uma centrífuga geotécnica para a modelagem. Os ensaios foram executados com areia fofa, DR = 30%. Utilizou-se um recipiente cilíndrico e o processo de execução do mesmo seguiu três etapas: pluviação, cravação da estaca e, carregamento. O nível de aceleração centrífuga foi de 24g, simulando uma estaca de aço de 67 centímetros de diâmetro, com comprimento cravado de 6,30 metros. A evolução do deslocamento vertical, a força de carregamento, a deformação da estaca e a pressão no fuste da mesma foram monitoradas. As previsões de carga aos diferentes tipos de carregamento comparadas aos valores encontrados nos ensaios apresentaram uma certa diferença, subestimando a carga última vertical e superestimando a carga última horizontal, mas dentro de uma faixa já encontrada por outros pesquisadores, visto que os métodos analíticos apresentam imprecisões e que a modelagem centrífuga tem imperfeições.

ABSTRACT – The present paper describes a research consisting in the loading of isolated piles in three different directions, being used a geotechnical centrifuge for the modeling. The tests were performed in a mass of loose sand presenting 30% of relative density. The sand mass was pluviated into a cylindrical container. The tests preparation included three steps: sand pluviation, pile driving and pile loading. The centrifugal acceleration level was 24 g, reproducing a 0.67m diameter steel pipe 6.3m long. The development of vertical displacements, loading, pile deformation, tension in the shaft were monitored. The loading capacity estimated for the various loadings were compared to the experimental results. Differences were found. Underestimation of the bearing capacity in tension was found whereas overestimation was observed in the horizontal bearing capacity. However, both capacities were found in the same range by other researches, due to model uncertainties presented in the analytical methods and imperfections in the model experiments.

Palavras Chave – Carregamento de estaca isolada, areia fofa, centrífuga geotécnica.

Keywords – Single pile loading, loose sand, geotechnical centrifuge.

1 – INTRODUÇÃO

A engenharia vem acompanhando a descoberta de campos de petróleo e gás em maiores profundidades. Desta forma, plataformas específicas são desenvolvidas para cada situação. Este desenvolvimento engloba tecnologias em diferentes áreas do conhecimento, em especial as que

E-mails: guilherme_guizardi@hotmail.com (G. Guizardi), reis@uenf.br (R. Reis), stibana@gmail.com (S. Tibana), saboya@uenf.br (F. Saboya)

envolvem soluções para a ancoragem de estruturas flutuantes. Grandes deslocamentos e uma resposta dinâmica maior sob a ação de cargas ambientais caracterizam estes tipos de estruturas. É importante destacar que os seus movimentos são controlados por flutuação ou pelas linhas de ancoragem.

Os métodos de ancoragem destes tipos de plataformas vão desde a tradicional catenária até ao sistema *taut-leg*, em que o ângulo entre a linha de ancoragem e o leito marinho pode ser entre 40° e 50°. Existem vários tipos de âncoras utilizadas para fixação das estruturas no leito marinho, como as VLA's (*vertical load anchors*), as estacas de sucção, as estacas torpedo e as SEPLA's (*suction embedded plate anchors*).

Para as fundações de obras portuárias e offshore, tem-se notado nos últimos anos o uso das estacas de aço tubulares vazadas, que está se tornando uma ótima opção devido ao seu bom desempenho ao arrancamento e pela facilidade de cravação na areia (Paik e Salgado, 2003).

Para obter um aumento na capacidade de carga de fundações offshore, várias alternativas estão sendo cogitadas, dentre elas, o estudo de novas conceções de pontos fixos de ancoragem, o aumento dimensional das soluções convencionais e sua otimização, a aplicação de novas metodologias de instalação, a reavaliação dos critérios de dimensionamento (carregamento e propriedades de resistência), o uso de técnicas de melhoramento de solos e de clusters de estacas.

Na centrífuga geotécnica do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro foi realizada uma série de ensaios físicos de carregamento de estacas de fundação em areia (estacas vazadas), com velocidade controlada, atuando isoladamente e sendo carregadas em diferentes direções. Dessa forma estudaram-se os respectivos comportamentos, assim como a capacidade de carga das mesmas, comparando em seguida com modelos analíticos existentes. Este estudo dará suporte a pesquisas mais complexas, de carregamento em grupo de estacas.

2 – ESTACAS TUBULARES

As estacas cravadas possuem como principais vantagens: rapidez na execução, podem ser cravadas até à nega prevista, são estáveis em terreno sem auto-sustentação, permitem o controle de qualidade na sua execução, têm resistência a ataques químicos e possibilidade de execução através da água em estruturas marítimas.

Quando comparadas a outras estacas de deslocamento, as estacas tubulares são elementos estruturais de grande capacidade portante. Para atingir a resistência especificada em projeto, elas podem ser produzidas em grandes diâmetros e com diferentes espessuras de parede.

O uso de estacas tubulares vazadas de aço está se tornando frequente nos últimos anos, devido ao seu bom desempenho quanto ao arrancamento e pela facilidade de cravação na areia, principalmente para fundações de estruturas em obras portuárias e *offshore*.

Além disso, devido à rigidez da sua seção transversal, têm elevada resistência a momentos fletores, sendo assim, reforçando sua indicação para locais em que os carregamentos horizontais variam em direção e sentido, como efeitos de marés, ventos e efeitos sísmicos (Mello, 1979).

No presente estudo recorreu-se a estacas cravadas, tubulares vazadas, sendo retirado o seu preenchimento interno.

Os métodos teóricos, numéricos e empíricos utilizados para estimar a capacidade de suporte das estacas cravadas são constantemente modificados em função de conhecimentos adquiridos em experiências de campo, testes em laboratórios e modelagem numérica.

Meyerhof (1973) considera que nos casos de tração inclinada a 45°, a metodologia desenvolvida para estimativa da carga de ruptura pode ser simples. Outra opção de análise para cargas de ruptura, seria analisar separadamente o esforço horizontal e o esforço vertical, pelas metodologias de Broms (1964) e Biarez e Barraud (1968).

2.1 – Comportamento de estacas ao carregamento

O método desenvolvido na universidade de Grenoble (França), proposto por Biarez e Barraud (1968), é considerado um dos mais apropriados para a previsão da capacidade de carga ao arrancamento vertical. Está fundamentado em um número elevado de ensaios em modelos reduzidos, nos quais se observou o comportamento e mecanismos de ruptura das fundações tracionadas, dando origem à formulação da teoria, que é baseada no estudo do equilíbrio limite dos solos.

Uma grande quantidade de provas de carga em escala natural foi realizada por empresas e instituições de países membros da *Conférence Internationale des Grands Réseaux Électrique à Haute Tension* (CIGRE), dessa forma validando a metodologia (Bessa, 2005).

O método pode ser utilizado para quase todos os tipos de fundações. Para a análise da superfície de ruptura, considerações são feitas, como o tipo de elemento, tipo de solo, profundidade da fundação e efeitos de carga.

O método considera uma superfície de ruptura equivalente, que inicia na base da estaca e atinge o nível do terreno. A superfície equivalente apresenta um ângulo de inclinação $\lambda = -\Phi/8$.

A capacidade de carga última de estacas submetidas à tração pode ser obtida pela equação:

$$P_u = P_{f\phi} + P_{fc} + P_q + P_\gamma + P_f \quad (1)$$

onde $P_{f\phi}$ é o termo de atrito, P_{fc} é o termo de coesão, P_q é o termo de sobrecarga, P_γ é o termo de gravidade e P_f é o peso próprio da fundação.

Seguindo correlações, obtém-se a capacidade de carga última vertical à tração:

$$P_u = A_l \cdot (c \cdot M_c + \gamma \cdot L \cdot (M_\phi + M_\gamma) + q \cdot M_q) + P_f \quad (2)$$

em que A_l é área lateral enterrada da estaca [L^2], γ é o peso específico do solo [$F L^{-3}$], L é a profundidade enterrada [L], c é a coesão do solo [$F L^{-2}$], q é a sobrecarga uniforme e extensa atuante na superfície do terreno [$F L^{-2}$] e M_ϕ , M_c , M_q e M_γ são coeficientes de capacidade de carga à tração.

Estacas usadas em estruturas como altas chaminés, torres de televisão, prédios altos, paredes de retenção altas e estruturas *offshore* são normalmente submetidas a cargas laterais elevadas. Estas estacas devem resistir não apenas aos movimentos verticais, mas também aos movimentos laterais. Para que uma fundação seja adequada, o movimento vertical e horizontal não deve exceder um valor máximo aceitável e não deve haver falha por escoamento do solo ou do material da estaca.

Reese et al. (1974) e Matlock (1970), para resolver problemas de estacas carregadas lateralmente, desenvolveram o conceito de curvas (p - y), sendo um método muito utilizado e difundido ao redor do mundo.

A maioria das soluções teóricas para estacas carregadas lateralmente se baseia na suposição de Winkler, que envolve o conceito de módulo do solo, em que o meio do solo pode ser aproximado por uma série de molas elásticas independentes estreitamente afastadas (Murthy, 2002).

À medida que a carga H no topo da estaca aumenta, a deflexão y e a correspondente reação do solo p aumentam. A Figura 1 apresenta a relação estabelecida entre p e y a qualquer profundidade x ao longo da estaca. Pode-se observar que a curva é fortemente não-linear, sendo que k [$F L^{-2}$] (módulo de reação horizontal do solo) não é uma constante e muda com a deflexão.

O valor de k é influenciado por muitos fatores, como o diâmetro da estaca (d), a rigidez à flexão (EI), a magnitude da carga H e as propriedades do solo. Para qualquer nível de carga específico, a variação de k com a profundidade é dada pela seguinte expressão (Murthy, 2002):

$$k = n_h \cdot x^n \quad (3)$$

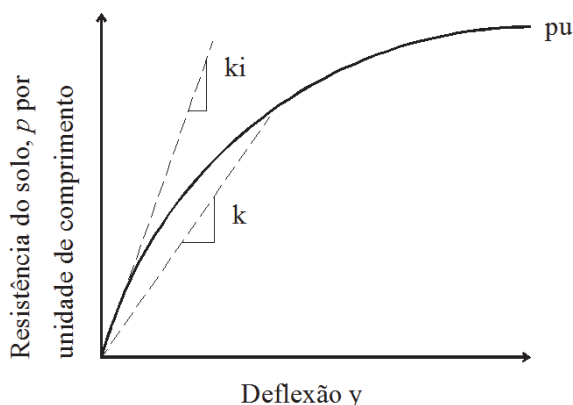


Fig. 1 – Forma característica da curva p - y (Murthy, 2002)

em que n_h é denominado coeficiente de variação do módulo de reação horizontal do solo [$F L^{-3}$]. A relação linear de variação de k ($n = 1$) é a forma mais útil e normalmente utilizada pelos investigadores.

Segundo Reese et al. (1975), para a areia, n_h pode ser obtido em função da densidade relativa.

Em diversos estudos foi observado que para uma areia com maior densidade e para a mesma carga aplicada, a deflexão sofrida pela estaca é muito menor que para a areia fofa. Além disso, foi visto que para areias densas o escoamento global do solo é mínimo, e, por isso, a ruptura é governada pela flexão excessiva da própria estaca. Já para areias fofas existem indícios de que ocorre deformação plástica do solo, sendo o mecanismo de falha por rotação (Bayton e Black, 2016).

A comparação com as recomendações atuais de códigos de projeto sugere que existe uma previsão exagerada da capacidade de carga horizontal da estaca para cargas dentro da faixa testada (Bayton e Black, 2016).

Além disso, Bayton e Black (2016) concluíram que o experimento em areia fofa sofre menos flexão para uma deflexão maior e o ensaio em areia densa sofre mais flexão para uma menor deflexão, para uma mesma carga, suportando a ideia de que a ruptura em areia densa é por flexão da estaca e a ruptura em areia fofa é por rotação da mesma e pelo escoamento do solo.

O método de Broms (1964), no seu desenvolvimento, considerou simplificações relativamente à distribuição das reações últimas laterais em estacas do tipo flutuante. Uma particularidade do método é de apenas ser válido em solos homogêneos, respectivamente, solos coesivos e solos não coesivos. Uma diferenciação entre estacas de cabeça fixa e estacas de cabeça livre é proposta pelo autor dentro de cada tipo de solo.

A Figura 2 apresenta o mecanismo de ruptura, os diagramas de reação do solo e os momentos fletores para estacas curtas, propostos por Broms (1964).

Para a determinação da capacidade de carga em estacas curtas, o momento fletor máximo deve ser inferior ao momento de ruptura em uma determinada seção. Somando os momentos em relação à ponta da estaca, obtém-se a equação abaixo:

$$H_u = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot K_p}{e + L} \quad (4)$$

em que H_u é a capacidade de carga horizontal [F], γ é o peso específico do solo [$F L^{-3}$], d é o diâmetro externo da estaca [L], L é a profundidade enterrada [L], K_p é o coeficiente de empuxo passivo e e é a distância da carga aplicada ao nível da superfície de solo [L].

Matlock e Reese (1960) resolveram equações para a determinação da deflexão (y), rotação (S), momento (M), esforço transversal (V) e reação do solo (p) em vários pontos ao longo da estaca

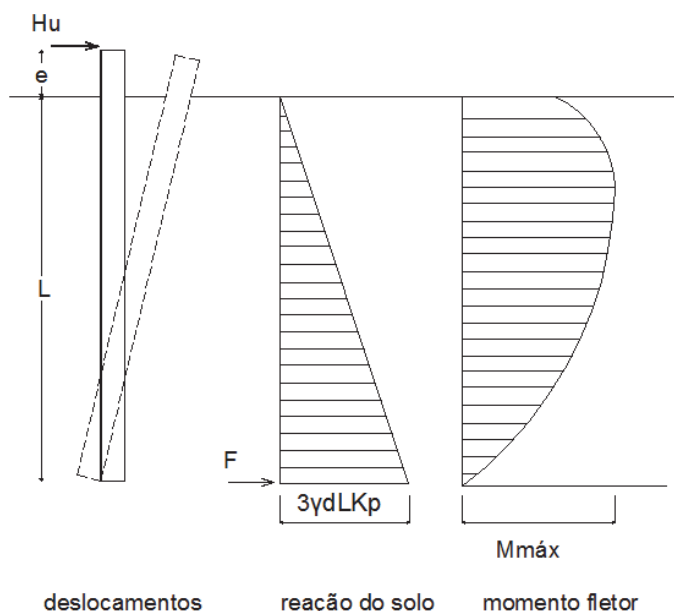


Fig. 2 – Mecanismo de ruptura, diagramas de reação do solo e momento fletor para estacas curtas (Broms, 1964)

baseados na análise dimensional. As expressões para a deflexão (y) e reação do solo (p) são as seguintes:

$$y = (H.T^3/EI)A_y + (M.T^2/EI)B_y \quad (5)$$

$$p = (H/T)A_p + (M/T^2)B_p \quad (6)$$

em que H é a carga horizontal [F], M é o momento na seção da estaca a nível do solo [F L], EI é a rigidez à flexão da estaca [F L²] e T é o fator de rigidez relativa [L] expresso como:

$$T = (EI/n_h)^{1/5} \quad (7)$$

para a variação linear de k .

A e B são o conjunto de coeficientes não-dimensionais. Os mesmos são dados em função do coeficiente de profundidade Z , expresso como:

$$Z = x/T \quad (8)$$

em que x é a profundidade ao longo da estaca onde quer ser feita a análise [L].

Os coeficientes A e B tendem a zero quando o coeficiente de profundidade Z é igual ou superior a 5, ou seja, quando o comprimento da estaca é superior a $5T$, sendo essas estacas denominadas longas ou flexíveis. O comprimento de uma estaca perde seu significado além de $5T$.

A equação correspondente para a deflexão ao nível do solo é expressa como:

$$y = 2,435 (H.T^3/EI) + 1,623 (M.T^2/EI) \quad (9)$$

A construção das várias curvas depende principalmente do único parâmetro n_h . As curvas $p-y$, a diferentes profundidades ao longo da estaca, podem ser construídas se for possível obter o valor de n_h independente para cada estágio de carregamento H .

Não há uma relação definida entre o parâmetro n_h , as propriedades do solo, o material da estaca e as cargas laterais. No entanto, reconheceu-se que, para estacas em areia, o n_h depende da densidade relativa e que seu valor diminui com um aumento na deflexão da estaca.

Para um problema específico, a seleção de um valor inicial para n_h ainda é difícil e muitas vezes arbitrária. As recomendações disponíveis variam largamente a este respeito (Terzaghi, 1955 e Reese et al., 1975).

Um grande número de dados de testes em estacas foi analisado e a expressão de n_h para estacas em areia pode ser a seguinte, proposta por Murthy (2002):

$$n_h = (150 \cdot C_\phi \cdot \gamma^{1.5} \cdot (EI \cdot d)^{0.5}) / H \quad (10)$$

onde C_ϕ é uma constante que é função do ângulo de atrito do solo $[0,00003 \cdot (1,316)\phi]$, γ é o peso específico do solo $[F L^{-3}]$, EI é a rigidez à flexão da estaca $[F L^2]$, d é o diâmetro da estaca $[L]$ e H é a carga aplicada $[F]$.

A equação acima pode ser usada para prever o comportamento não-linear de estacas submetidas a cargas laterais com muita precisão (Murthy, 2002).

Uma ampla gama de forças geralmente atua nessas estacas, sendo monotônicas e cíclicas de arrancamento lateral-inclinado. Não há métodos de projeto recomendados para estacas *offshore* sujeitas a cargas de arrancamento inclinado. É assumido desacoplado o efeito de componentes horizontais e verticais da carga inclinada aplicada, ou seja, podem ser consideradas independentemente.

Uma conclusão da pesquisa de Russo e Bernardes (2002) é que os métodos de estimativa da capacidade de carga não previram adequadamente o comportamento de estacas verticais sujeitas a carregamentos inclinados.

De acordo com a pesquisa de Ramadan (2014), foi concluído que a capacidade máxima de tração de uma estaca, submetida a uma carga inclinada, aumenta, quando aumenta a inclinação do carregamento com a horizontal. Além disso, a componente de carga vertical causa contrações elásticas radiais da seção transversal da estaca, o que é mais evidente em estacas tubulares, ocasionando um aumento da sua rigidez à flexão. Isto é observado como uma redução do momento de flexão e da rotação da estaca. No presente trabalho foi utilizado o método de Matlock e Reese (1960) para análise da componente horizontal da carga inclinada aplicada.

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 – Areia utilizada nos ensaios

A areia utilizada nos estudos foi a mesma usada no estudo de Neves (2012), sendo a areia industrial normalizada, comercializada pelo Instituto de Pesquisa Tecnológico (IPT). As respectivas propriedades físicas são as indicadas no Quadro 1.

Todos os ensaios foram executados com areia fofa ($DR = 30\%$), no recipiente cilíndrico da centrífuga, onde foram cravadas as estacas, sendo solicitadas mediante diferentes ângulos de arrancamento, com taxa constante. O tipo e tamanho da estaca de fundação foram mantidos constantes, bem como sua profundidade de enterramento (topo na superfície do solo) e o nível de aceleração centrífuga g ($N \sim 24$).

Quadro 1 – Propriedades físicas da areia

Propriedades	Valor
Coefficiente de Uniformidade	1,70
Coefficiente de Curvatura	0,90
Diâmetro Efetivo D_{10}	0,27 mm
Densidade real dos grãos (G)	2,64
Índice de vazios mínimo	0,70
Índice de vazios máximo	1,04

3.2 – Confeção do Modelo

A estaca utilizada nos ensaios seguiu o estudo de escala apresentado abaixo. Considerando uma estaca (protótipo) de aço, tendo 67,0 cm de diâmetro e espessura da parede de 12,0 mm, o diâmetro do modelo é obtido seguindo a relação de similitude expressa na equação (11), também utilizada por Bayton e Black (2016), que relaciona a rigidez à flexão do modelo ($E_m \cdot I_m$, m = modelo) com a do protótipo ($E_p \cdot I_p$, p = protótipo), sendo que a estaca utilizada no modelo é uma liga de alumínio 6063 T5 e a aceleração centrífuga $N = 24$.

$$(E_m \cdot I_m) / (E_p \cdot I_p) = 1/N^4 \quad (11)$$

No Quadro 2 apresentam-se as características da estaca utilizada nos ensaios.

Quadro 2 – Características da estaca (Modelo e Protótipo)

Descrição	Modelo	Protótipo
Diâmetro (D)	28,57 mm	67,0 cm
Espessura da parede (t)	1,6 mm	12,0 mm
Material	Alumínio	Aço
Módulo de elasticidade (E)	69 GPa	205 GPa
Rigidez à flexão (EI)	850,49 Nm ²	2,752x10 ⁸ Nm ²
Comprimento cravado (L)	270 mm	6,30 m

Foi realizado um estudo para prever o comportamento da estaca protótipo quando submetida a carregamento inclinado e horizontal.

Com n_h (constante do coeficiente de reação horizontal [F L⁻³]) = 8 MN/m³ - areia fofa (Reese et al., 1974) e $E_p \cdot I_p$ (rigidez à flexão [F L²]) = 2,752x10² MNm² - aço, obtém-se pela equação (7), $T = 2,0$ metros, onde MN é a força em mega newtons (N.10⁶). Considerando o comprimento cravado da estaca e fazendo $x = L$ na equação (8), obtém-se $(L/T) = 3,10$. Assim, é previsível que a estaca se comporte como estaca intermediária, sofrendo pequenas deformações no carregamento e que a sua ruptura seja caracterizada pela rotação da mesma.

Para o arrancamento da estaca nos três ensaios foi utilizado um motor elétrico, que foi fixado sobre uma viga de alumínio, ficando a uma determinada altura do topo do recipiente cilíndrico. No ensaio de arrancamento vertical foi utilizado um transdutor de deslocamento da GEFTRAN Brasil modelo PZ34-S-250. A célula de carga utilizada nos ensaios foi a do modelo ELH TC 590 – 1000lb da Entram Devices. Para o arrancamento horizontal e inclinado foram utilizados medidores de deformação e de tensão total, fixados no fuste da estaca modelo.

A aquisição de dados dos ensaios foi feita através do computador PXI. Foi desenvolvido um programa específico, através da plataforma LabView 8.5, para a aquisição de dados durante os ensaios.

A primeira etapa para a realização dos três ensaios foi o preenchimento do recipiente cilíndrico, com a areia já especificada, na densidade desejada. O processo de pluviação consiste na produção de uma chuva de areia através de um pluviador, o qual foi confeccionado para a realização dos ensaios. O pluviador elaborado para o estudo tem como ideia o adotado por Dave e Dasaka (2012), sendo formado por um funil de alimentação do solo (areia), suportando determinado volume, acoplado a uma válvula borboleta, para abrir e interromper a passagem do material e um conjunto de tubos, formado por trechos maleáveis, facilitando o manuseio e um trecho rígido, de PVC (tubo de água).

Pretendeu-se realizar ensaio sobre areia fofa, ou seja, com uma densidade relativa entre 15% e 35%. Para a obtenção da densidade desejada realizou-se a calibração do pluviador com o recipiente cilíndrico. Para uma altura de queda de 5 cm, a densidade relativa obtida foi de 30%, assim, utilizou-se esta altura de queda para a confecção dos modelos.

A segunda etapa dos ensaios foi a cravação da estaca, semelhante nos três. Para não haver inclinação da mesma no processo de cravação, um guia de acrílico foi confeccionado com um furo no centro, no diâmetro da estaca, sendo fixada sobre o recipiente cilíndrico. O equipamento utilizado para a cravação foi um cilindro de simples ação, sendo fixado a uma viga suporte e conectado a uma bomba hidráulica. Placas de alumínio e chompos foram posicionadas umas sobre as outras nos dois extremos do recipiente, servindo de apoio para a viga suporte até que a altura da posição do cilindro fosse alcançada. O sistema de cravação é apresentado na Figura 3 e todo o processo ocorreu a 1g.

3.3 – Carregamento Vertical

Para o carregamento foi confeccionada uma cabeça de latão sendo fixada no topo da estaca, de onde sai o cabo de aço, preso a uma pequena esfera. Peças de latão foram fabricadas para serem fixadas na haste enroscada do motor elétrico e na célula de carga. Assim, ligando a estaca, com o cabo de aço fixo, à célula de carga e ao motor elétrico. Uma peça de alumínio também foi confeccionada e presa às peças de latão, para que a haste do transdutor de deslocamento ficasse apoiada, dessa forma permitindo a leitura do deslocamento no carregamento. O sistema de carregamento vertical é apresentado na Figura 4.

3.4 – Carregamento Horizontal

O motor elétrico ficou posicionado na lateral da viga de arrancamento e não no centro, como no carregamento vertical. Duas roldanas foram utilizadas para simulação do arrancamento horizontal, uma fixa na viga e outra no motor elétrico. A roldana fixa na viga pode variar sua altura em relação ao solo, sendo neste ensaio posicionada rente ao topo da estaca, para que o cabo de aço ficasse exatamente na horizontal. Peças de latão foram fabricadas para prender a célula de carga ao cabo de aço.

O sistema de carregamento horizontal é apresentado na Figura 5.

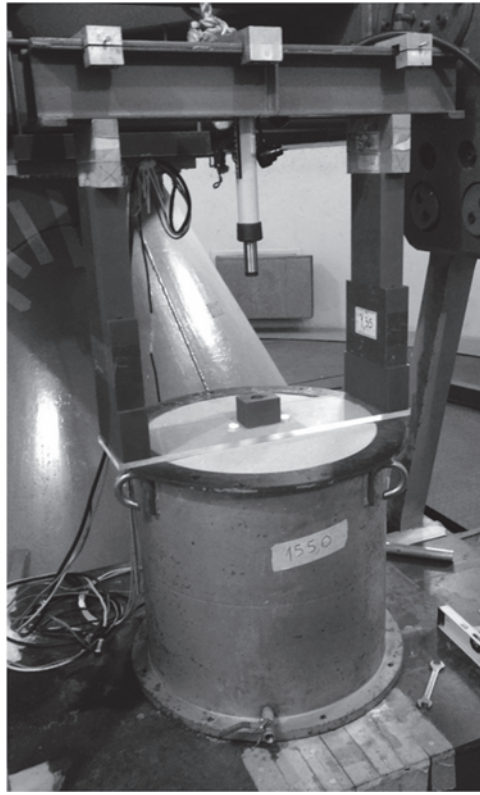


Fig. 3 – Sistema de cravação

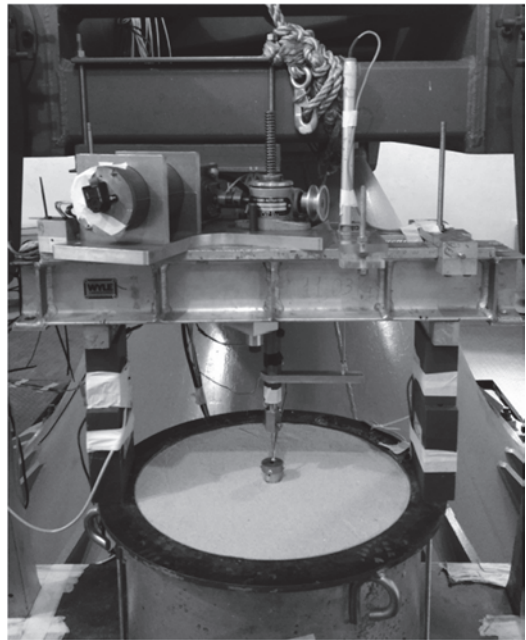
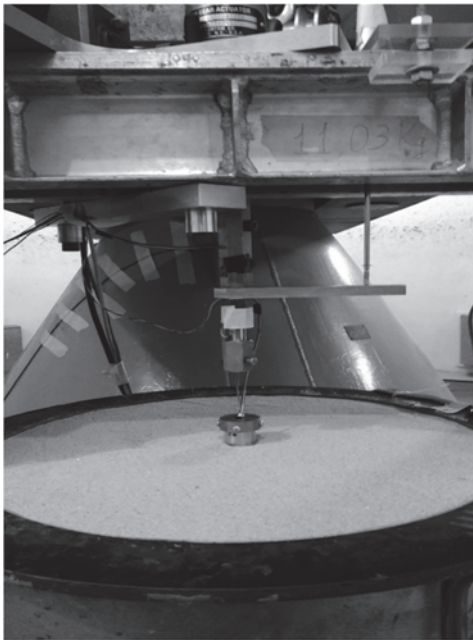


Fig. 4 – Ensaio de arrancamento na vertical ($\alpha = 90^\circ$)

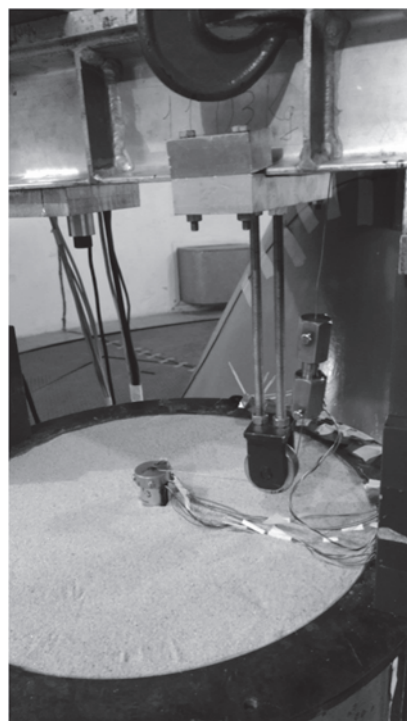
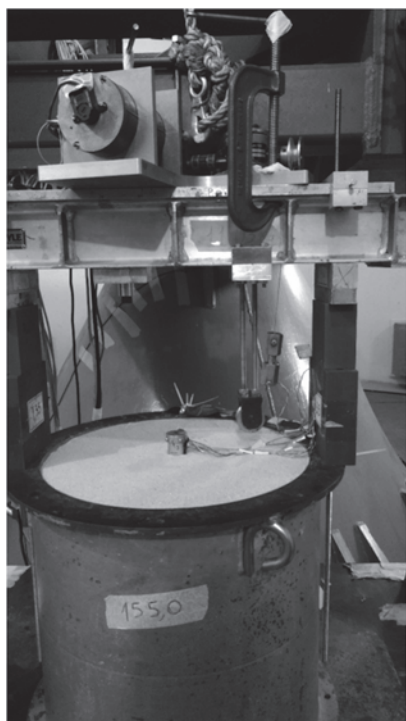


Fig. 5 – Ensaio de arrancamento na horizontal ($\alpha = 0^\circ$)

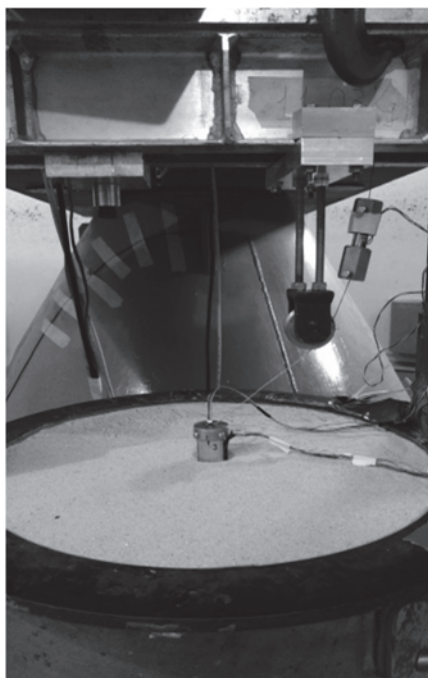
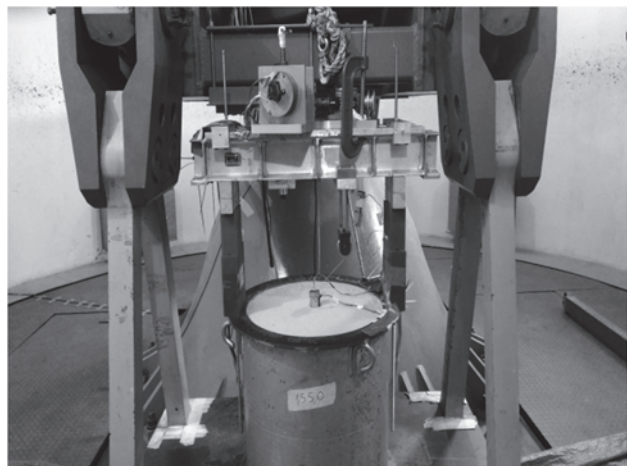


Fig. 6 – Ensaio de arrancamento inclinado ($\alpha = 45^\circ$)

3.5 – Carregamento Inclinado

O carregamento inclinado foi realizado de forma semelhante ao ensaio na horizontal, sendo utilizados os mesmos equipamentos e instrumentos. O que variou foi a posição da roldana fixa na viga, sendo posicionada a uma determinada altura do solo, para que o ângulo de arrancamento ficasse próximo dos 45°.

O sistema de arrancamento inclinado é apresentado na Figura 6.

4 – RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 – Carregamento Horizontal

A estaca foi instrumentada com 4 medidores de deformação, de um lado do fuste na direção do carregamento, sendo o primeiro posicionado rente à superfície do solo, o último na metade do comprimento cravado da estaca e os dois restantes no intervalo entre esses, com espaçamentos iguais.

A leitura dos sensores de deformação foi feita durante o ensaio, bem como a da célula de carga. A Figura 7 apresenta a relação força (N) - deformação observada nos 4 pontos analisados. Os valores apresentados estão em escala de modelo.

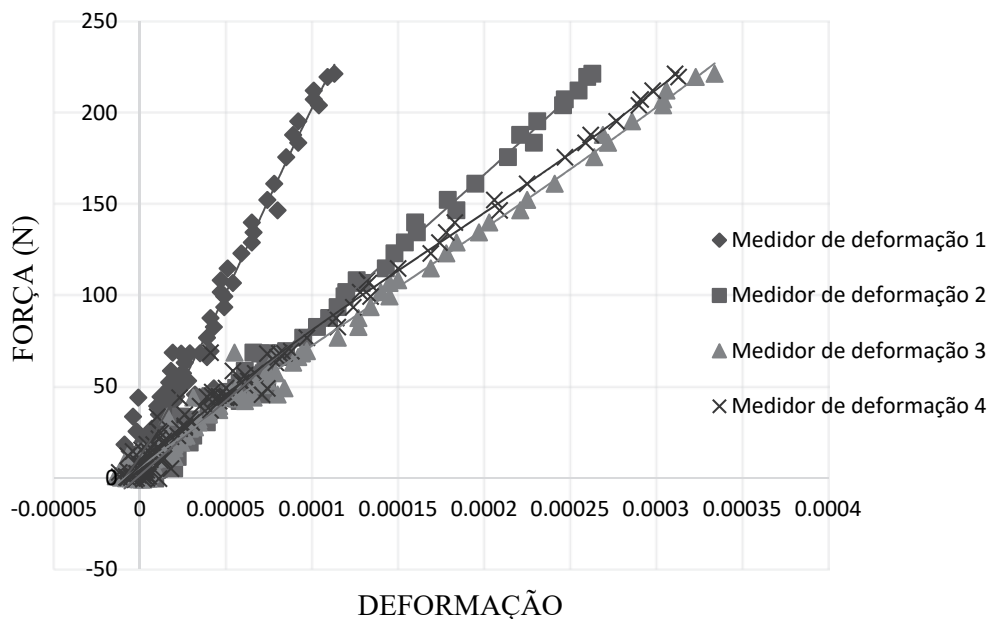


Fig. 7 – Relações força – deformação obtidas no ensaio de carregamento horizontal

Observa-se que até à carga última, o medidor que sofreu maior deformação foi o número 3, situado a 2,10 m da superfície do solo, em escala de protótipo. Percebe-se, também, que o medidor número 1 sofre uma deformação menor que a dos outros.

Um ponto importante de se observar é que todos os valores encontrados de deformação são muito baixos, concluindo-se que a estaca se deforma muito pouco até a ruptura. Analisando o modelo, o maior valor de deformação encontrado, que foi de 0,33%, não se aproxima do limite de deformação elástica da liga de alumínio da estaca, que é de 1,5%, ou seja, a mesma não escoou durante o ensaio.

A Figura 8 apresenta o desenvolvimento do momento fletor com a profundidade cravada da estaca, em escala de protótipo. A carga foi aplicada no topo da mesma, a uma distância de 0,65 m da superfície de areia.

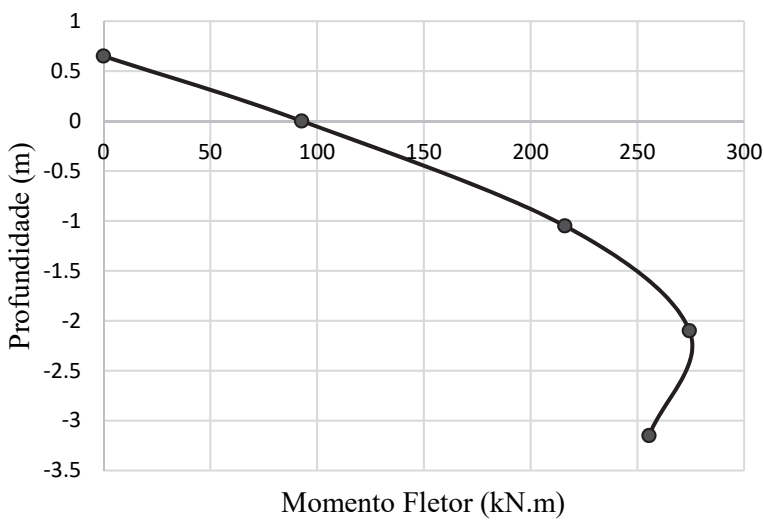


Fig. 8 – Desenvolvimento do momento fletor na estaca no ensaio de carregamento horizontal

O deslocamento da estaca para várias profundidades é determinado pela equação de Matlock e Reese (1960), (equação 5), onde são utilizados a carga aplicada no topo da mesma (H) e o momento na superfície do solo (M), obtido através da leitura do medidor de deformação 1. A carga última encontrada pela leitura da célula de carga, para o ensaio horizontal, foi de 127 kN (protótipo). A

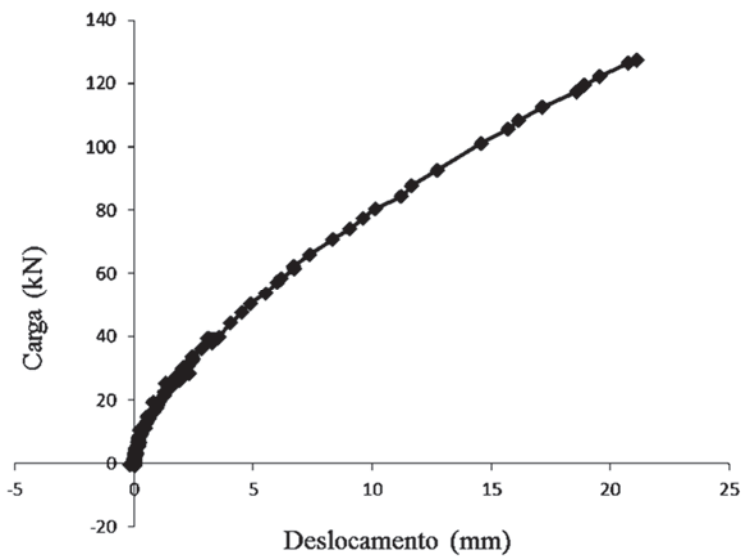


Fig. 9 – Curva Carga x Deslocamento no ensaio de carregamento horizontal

Figura 9 apresenta a relação carga aplicada - deslocamento calculado para a estaca no nível da superfície do solo, em escala de protótipo. O deslocamento foi calculado utilizando a (equação 9).

A ruptura observada condiz com o que foi previsto, sendo que o material da estaca pouco se deforma e, no regime elástico, caracterizando uma ruptura por rotação, ou seja, escoamento do solo.

A análise pelas curvas p - y foi realizada para 7 profundidades, em que a reação do solo (p) é encontrada a partir da equação de Matlock e Reese (1960), (equação 6), sendo que no nível do solo a reação é nula. A Figura 10 apresenta as curvas em escala de protótipo, sendo que as profundidades analisadas foram as seguintes: 0,20 m, 0,40 m, 0,60 m, 0,80 m, 1,00 m, 1,20 m, e 2,00 m.

O método de Matlock e Reese (1960) considera o trecho inicial, ou seja, profundidades próximas à superfície do solo (coeficiente de profundidade menor que 1), como sendo as mais importantes, exercendo uma grande influência no comportamento de estacas sob carregamento lateral.

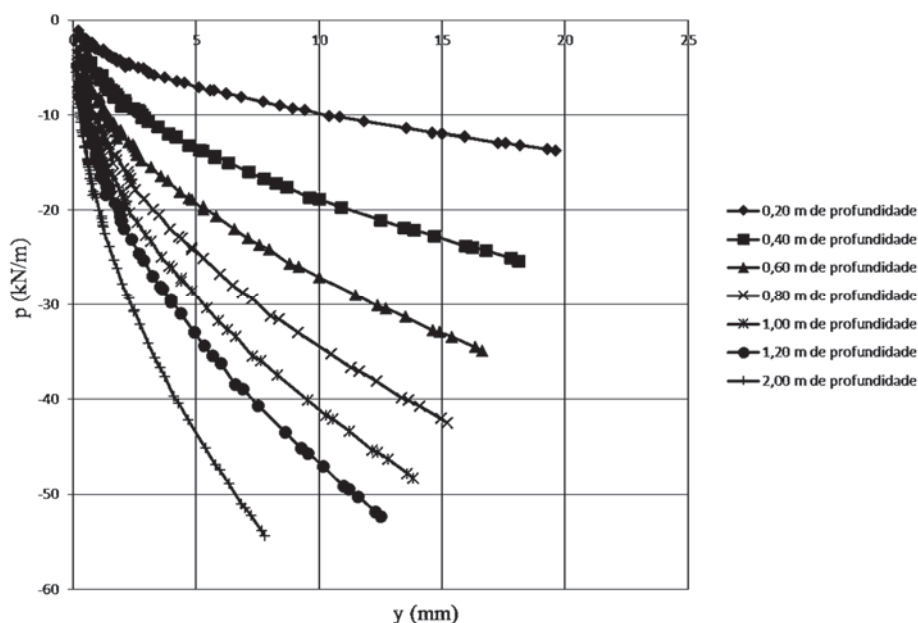


Fig. 10 – Curvas p - y obtidas a partir do ensaio de carregamento horizontal

Como já foi demonstrado em cálculo, a previsão é que a estaca se comporte como curta/intermediária. Utilizando a equação de Broms (1964), o valor da capacidade de carga foi de 482 kN. Em trabalhos estudados para a pesquisa, os valores de capacidade de carga horizontal observados e previstos também se dispersaram, gerando uma superestimação da carga de ruptura.

4.2 – Carregamento Inclinado

A estaca também foi instrumentada com 4 medidores de deformação, de um lado do fuste na direção do carregamento, da mesma forma que no ensaio horizontal.

A Figura 11 apresenta a relação força (N) - deformação observada nos 4 sensores. Os valores apresentados estão em escala de modelo.

O medidor que sofreu maior deformação foi o número 3, assim como no carregamento horizontal. O principal motivo para os valores de deformação da estaca nos ensaios horizontal e inclinado serem tão próximos pode ser explicado pela carga que a mesma suportou. A carga última

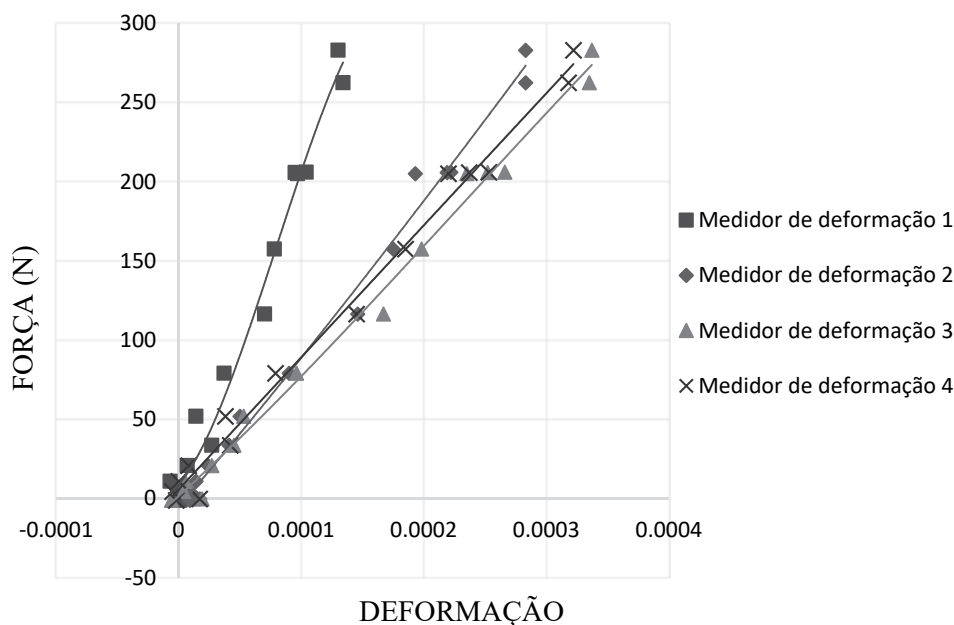


Fig. 11 – Relações força – deformação obtidas no ensaio de carregamento inclinado

no carregamento horizontal, como já foi dito, foi de 127 kN e a carga de ruptura no carregamento inclinado, sendo o ângulo de 45°, foi de 163 kN. Com a decomposição da força inclinada obtém-se uma carga lateral última de 115 kN. Sendo assim, o valor da carga horizontal que atua na estaca em ambos os ensaios é muito próximo. Por isso, os valores das deformações também ficaram semelhantes.

A ruptura do sistema estaca-solo é da mesma forma que no ensaio de carregamento horizontal, devido à rotação da estaca, escoamento do solo, sendo que a mesma não escoou durante o carregamento.

A Figura 12, em escala de protótipo, apresenta o desenvolvimento do momento fletor com a profundidade cravada da estaca no carregamento inclinado.

A carga última para o ensaio inclinado foi de 163 kN (protótipo), sendo a carga horizontal e vertical última de 115 kN (iguais devido ao ângulo de 45°). A Figura 13, em escala de protótipo, apresenta a relação carga lateral aplicada – deslocamento horizontal calculado para estaca no nível da superfície do solo. Utilizando-se a (equação 9) para o cálculo do deslocamento.

A carga horizontal última prevista pelo método de Broms (1964) foi de 482 kN. Já a carga vertical última prevista pelo método da Universidade de Grenoble, sendo melhor explicada no item seguinte (4.3), foi de 140 kN. Essa diferença das cargas últimas influencia na previsão do tipo de falha, sendo no caso, a ruptura axial da estrutura ($H_u > P_u$), segundo as considerações de Poulos e Davis (1980).

A capacidade de carga inclinada utilizando as considerações de Poulos e Davis (1980), que analisa separadamente esforço vertical e horizontal, foi de 198 kN (para $\beta = 45^\circ$), sendo que o valor observado no ensaio em centrífuga foi de 163 kN.

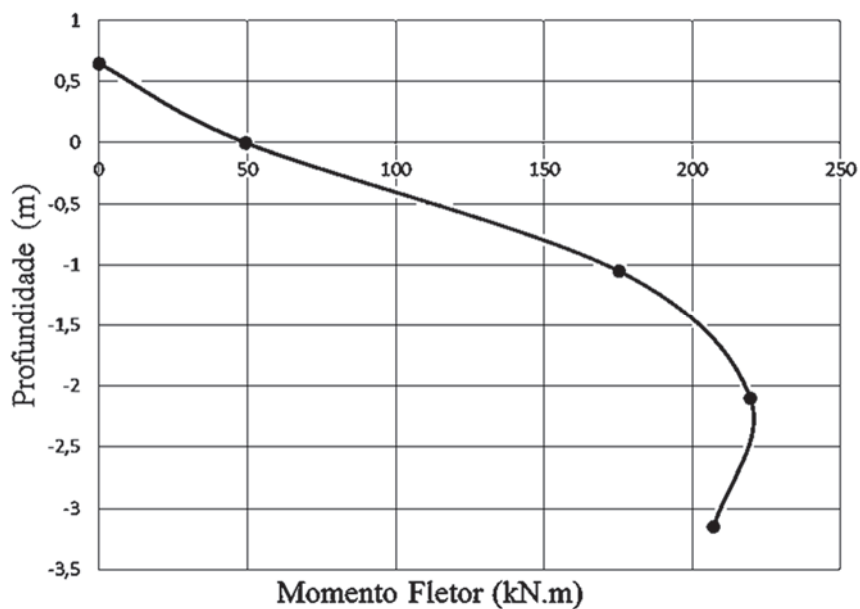


Fig. 12 – Desenvolvimento do momento fletor na estaca no ensaio de carregamento inclinado

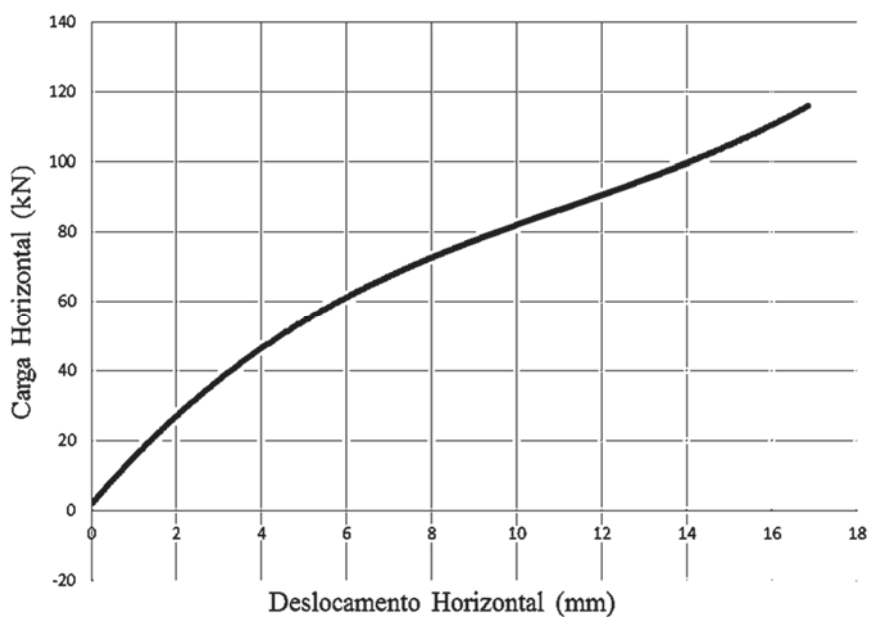


Fig. 13 – Curva Carga Horizontal x Deslocamento horizontal no ensaio de carregamento inclinado

4.3 – Carregamento Vertical

A estaca não foi instrumentada como nos ensaios de carregamento horizontal e inclinado, sendo apenas utilizada a célula de carga, para a medição da força de carregamento, e o transdutor de deslocamento, medindo o quanto a estaca se desloca até a carga última.

A Figura 14, em escala de protótipo, apresenta a relação carga aplicada - deslocamento sofrido pela estaca, sendo a medição feita no topo da mesma.

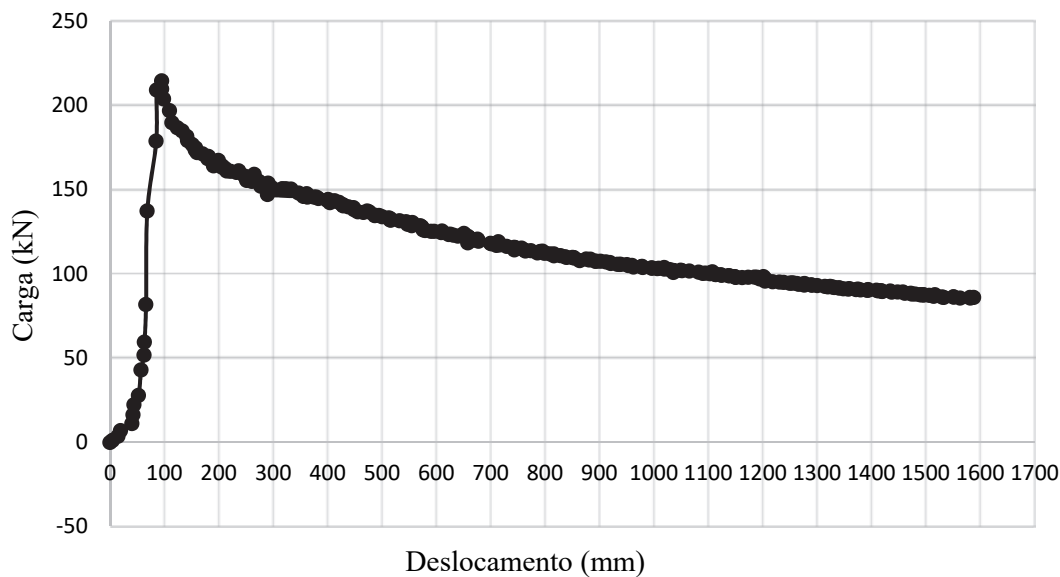


Fig. 14 – Curva Carga x Deslocamento no ensaio de carregamento vertical

Para o caso estudado, os termos utilizados para o cálculo da carga última são a soma do termo de atrito, termo de gravidade e o peso próprio da estaca. O valor de cada termo foi:

$$P_{\text{fp}} = 77 \text{ kN};$$

$$P_{\gamma} = 51 \text{ kN};$$

$$P_f = 12 \text{ kN}.$$

A soma dos termos forneceu o valor da capacidade de carga ao carregamento vertical, sendo de 140 kN. Os valores previstos e observados foram, respectivamente, 140 kN e 214 kN, sendo uma diferença considerada aceitável.

4.4 – Análise dos três ensaios

A capacidade de carga nos três carregamentos foi mostrada nos itens anteriores. A seguir, no Quadro 3, são apresentados os valores encontrados através dos métodos analíticos (previstos) e os valores observados nos ensaios.

No que diz respeito às cargas últimas observadas e previstas pelos métodos analíticos citados, em relação à capacidade vertical, o método da Universidade de Grenoble subestimou a carga de ruptura em 35%, mostrando-se conservador, sendo uma diferença aceitável e dentro de uma faixa encontrada por outros pesquisadores, como Danziger (1983). Já o método de Broms (1964) superestimou a carga última horizontal, sendo um valor aproximadamente 280% superior ao

Quadro 3 – Cargas últimas previstas e observadas

Ângulo (°)	Carg. Total Últ. Prev. (kN)	Carg. Total Últ. Obs. (kN)	Carg. Vert. Últ. Prev. (kN)	Carg. Vert. Últ. Obs. (kN)	Carg. Horiz. Últ. Prev. (kN)	Carg. Horiz. Últ. Obs. (kN)
0	140	214	140	214	0	0
45	198	163	140	115	140	115
90	482	127	0	0	482	127

observado. De acordo com estudos realizados, como os de Araújo (2013) e Bayton e Black (2016), os códigos de projeto atuais sugerem uma previsão muito elevada da capacidade de carga horizontal de estacas, sendo que diferenças percentuais em torno de 1000% já foram encontradas. Essas diferenças na presente pesquisa podem ser explicadas por imprecisões dos métodos analíticos, como no da Universidade de Grenoble, em que é considerada uma superfície de ruptura equivalente formando um ângulo $\lambda = -\Phi/8$, não necessariamente sendo o que ocorre na ruptura ao carregamento vertical, e como no método de Broms (1964), em que o diâmetro interfere na capacidade, mas sem a preocupação da forma da seção transversal da estaca (tubular ou maciça) e o ponto de rotação da mesma que é considerado próximo a sua base. Da mesma forma, existem imperfeições na metodologia e montagem dos ensaios em centrífuga, como por exemplo, a cravação sendo realizada a 1g, interferindo no comportamento ao carregamento da estaca em voo, sendo que esse processo de cravação provoca uma compactação do solo circundante, dessa forma alterando a capacidade de carga da estaca.

No que se refere ao observado no carregamento inclinado, evidencia-se que a estrutura sofre uma ruptura lateral segundo as considerações de Poulos e Davis (1980), pois a carga horizontal última do carregamento inclinado se aproximou da carga última do carregamento lateral, sendo que o previsto era que a estrutura sofresse uma ruptura axial, devido ao maior valor encontrado para a capacidade lateral da estaca pelo método de Broms (1964).

Analisando os ensaios em centrífuga de carregamento horizontal e inclinado, como já foi comentado anteriormente, a deformação apresentada pela estaca nos pontos analisados foi praticamente igual, assim como a tensão e o momento fletor calculado nas seções. O motivo do comportamento semelhante da estaca em ambos os ensaios pode ser explicado pela carga lateral última, exercendo grande influência no carregamento inclinado, sendo que no carregamento horizontal o valor da carga de ruptura foi de 127 kN e no inclinado o valor da carga lateral última foi de 115 kN, ou seja, valores muito próximos.

O deslocamento lateral calculado da estaca, através da equação (9), foi de 21,15 mm para o carregamento horizontal e de 16,85 mm para o carregamento inclinado, ou seja, valores bem aproximados. A ruptura observada nos dois ensaios foi de rotação da estaca, ou seja, escoamento do solo, sendo que a deformação sofrida pela estaca foi apenas elástica, e muito pequena. O resultado suporta a ideia de que para valores mais baixos de rigidez global, devido ao módulo de reação horizontal do solo (k) reduzido, ou seja, em areias fofas, o mecanismo de falha que prevalece é por escoamento plástico do solo circundante.

Como a areia nos ensaios foi fofa (DR = 30%), ou seja, as partículas do solo mais soltas, o esforço lateral fez com que o material circundante se desprendesse com maior facilidade, ocasionando a rotação da estaca. A consequência disso é que a estaca resistiu mais ao esforço vertical que ao esforço horizontal, ou seja, a resistência ao atrito solo-estaca foi mais elevada que a resistência lateral do solo.

5 – CONCLUSÕES

Estacas offshore estão sendo usadas em ambientes agressivos, podendo ser utilizadas isoladamente ou em grupo, para suportar, no caso estudado, estruturas flutuantes. Uma ampla gama de forças geralmente atua nessas estacas, sendo monotônicas e cíclicas de arrancamento lateral-inclinado. O mecanismo de resposta de uma estaca submetida a cargas em diferentes direções é considerado complexo, ou seja, o sistema estaca-solo é de difícil análise, dependendo das propriedades da estrutura, do solo circundante e da interação de ambos. No que diz respeito ao carregamento inclinado, não há métodos de projeto recomendados para a avaliação de forma adequada, sendo que os já existentes criaram suposições, de certa forma grosseiras, podendo invalidar a sua aplicabilidade.

Através dos resultados encontrados nos três ensaios, conclui-se que para o modelo de estaca utilizado, o solo na densidade especificada e seguindo a metodologia determinada, a maior capacidade de carga do sistema estaca-solo foi apresentada no carregamento vertical, seguido do carregamento inclinado e tendo menor capacidade ao carregamento horizontal. A resistência ao atrito estaca-solo foi mais elevada que a resistência lateral do solo, principalmente devido ao estado fofo da areia ($DR = 30\%$), sendo suas partículas mais soltas, fazendo com que se desprendesse com maior facilidade ao esforço realizado. As previsões de carga comparadas com os resultados dos ensaios, apresentaram uma certa diferença, subestimando a carga última vertical e superestimando a carga última horizontal, mas dentro de uma faixa já encontrada por outros pesquisadores, visto que os métodos analíticos apresentam imprecisões e que a modelagem centrífuga tem imperfeições.

A estaca se comportou de forma semelhante nos carregamentos inclinado e horizontal, com valores de carga última lateral bem aproximados, assim como as deformações na estaca, o momento calculado e o deslocamento a nível do solo. A previsão de ruptura do sistema estaca-solo foi curta/intermediária, sendo o ocorrido, suportando a ideia de que em areias fofas a falha que prevalece é por rotação da mesma, ou seja, escoamento do solo.

6 – REFERÊNCIAS

- Araújo, A. G. D. (2013). *Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal – RN.
- Bayton, S.M.; Black, J.A. (2016). *The effect of soil density on offshore wind turbine monopile foundation performance*. Dept. of Civil and Structural Engineering, The University of Sheffield, Sheffield, United Kingdom.
- Bessa, A. O. (2005). *Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas à tração*. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 153 f.
- Biarez, J., Barraud, Y. (1968). *The use of soil mechanics methods for adapting tower foundations to soil conditions*. Technical Report 22-06 CIGRÉ, Paris.
- Broms, B. B. (1964). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, Vol 89, No. SM3, pp 123-157.
- Danziger, F. A. B. (1983). *Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Dave, T.N.; Dasaka, S.M. (2012). *Assessment of portable traveling pluviator to prepare reconstituted sand specimens*. Dept. of Civil Engineering, IIT Bombay, Mumbai 400076, India.

- Matlock, H. (1970). *Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay*. Proc. Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper OTC 1204.
- Matlock, H.; Reese, L.C. (1960). *Generalised Solutions for Laterally Loaded Piles*. J. Soil Mech. Found. Div., 86 (5), 91-97.
- Mello, V. (1979). *A evolução das estacas tubulares metálicas no brasil*. I Congresso ABCEM, p. 1 – 8.
- Meyerhof, G. G. (1973). *The uplift capacity of foundations under oblique loads*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 10, No. 1: pp 64-70.
- Murthy, V. N. S. (2002). *Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. Edição ilustrada, CRC Press, 1056 págs.
- Neves, D. P. (2012). *Estudo do comportamento de estacas tubulares vazadas submetidas ao arrancamento, através de ensaios em centrífuga geotécnica*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes – RJ.
- Paik, K.; Salgado, R. (2003). *Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand*. Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering. Vol. 129, No. 1, pp. 46-57.
- Poulos, H.G.; Davis, E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis e Design*, Wiley, New York.
- Ramadan, M.I. (2014). *Behavior of offshore piles under monotonic inclined pullout loading*. Lecturer, Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, Assiut University, Assiut, Egypt.
- Reese, L.C.; Cox, W.R.; Koop, F.D. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*, Proc., 6th Offshore Technology Conference, Vol. 2, Houston, pp. 473-483.
- Reese, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. (1975). *Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clays*. Proc. 7nd Annual Offshore Technology Conference, paper nº2312, Dallas Texas, p. 671-679.
- Russo Jr, W.C.; Bernardes, G.P. (2002). *Estudo da capacidade de carga em estacas sob carregamentos inclinados*. UNESP, São Paulo – SP.
- Terzaghi, K. (1955). *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*. Geotechnique, v. 5, p. 298-326.

CONFIABILIDADE DE MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS A PARTIR DE RESULTADOS DE CPT

Reliability of piles bearing capacity methods based on CPT

Admir José Giacon Junior^a, Breno Padovezi Rocha^b, Jeferson Brito Fernandes^a, Caio Gorla Nogueira^a, Heraldo Luiz Giacheti^a

^a Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, Brasil.

^b Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

RESUMO – Este artigo apresenta uma análise da confiabilidade de três métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas a partir do FORM (First Order Reliability Method), com o objetivo de avaliar a probabilidade que tais métodos têm de estimar a capacidade de carga contra a segurança. Nesse estudo foram considerados resultados de 25 ensaios CPT realizados em um único local e o resultado de uma prova de carga em uma estaca escavada de 0,25 m de diâmetro e 8 m de comprimento, instalada em um solo tropical arenoso não saturado que ocorre na cidade de Bauru, interior de São Paulo. As distribuições das variáveis aleatórias definidas pelas resistências de ponta (q_c) e de atrito lateral (f_s) medidas com o CPT, bem como as parcelas de resistência de ponta ($Q_{p,ult}$) e de atrito lateral ($Q_{l,ult}$) da estaca se adequaram a uma distribuição normal de probabilidades, segundo a aplicação do teste estatístico de Kolmogorov-Smirnov. As análises de confiabilidade apontaram que o método mais indicado para aplicação no caso estudado é aquele proposto por Aoki & Velloso, que apresentou valor de probabilidade de estimativa contra a segurança de 0,16%, enquanto os outros dois métodos só podem ser aplicados após sofrerem ajustes.

ABSTRACT – This paper presents a reliability analysis of three semi-empirical methods to predict piles bearing capacity based on the First Order Reliability Method (FORM) with the objective of assessing the probability of such methods to estimate the bearing capacity against safety. The data of 25 CPT tests were carried out in a single site was considered in this study as well as the load test performed in a 0,25 m diameter and 8 m long bored pile installed in an unsaturated tropical sandy soil in the city of Bauru, state of São Paulo. The distributions of the random variables defined by the cone tip resistance (q_c) and the sleeve friction (f_s) measured by the CPT, as well as the end bearing resistance ($Q_{p,ult}$) and ultimate lateral friction ($Q_{l,ult}$) from the pile were adjusted to a normal probability distribution by the Kolmogorov-Smirnov statistical test. The reliability analysis indicated that the most appropriate method to use for the studied case is the one proposed by Aoki & Velloso, which provided probability estimative against security of 0,16%, while the other two methods only can be used after been adjusted.

Palavras Chave – Confiabilidade, Capacidade de Carga, FORM.

Keywords – Reliability, Bearing Capacity, FORM.

E-mails: admir.giacon@unesp.br (A. Junior), brenop@sc.usp.br (B. Rocha), jeferson.brito (J. Fernandes), caio.nogueira@unesp.br (C. Nogueira), h.giacheti@unesp.br (H. Giacheti)

1 – INTRODUÇÃO

De modo geral, a concepção de projetos de fundações em estacas se baseia em resultados de ensaios de campo e em análises determinísticas. Embora essa abordagem seja empregada até os dias de hoje, sabe-se que considerações sobre a variabilidade inerente dos solos, dos ensaios e dos processos construtivos de estacas deveriam ser incorporadas ao projeto, de modo que fosse possível calcular, além de um fator de segurança, a sua probabilidade de falha.

Nos ensaios geotécnicos de campo verifica-se que as incertezas na determinação dos parâmetros mecânicos do solo podem variar espacialmente, seja em função das características do próprio solo e/ou do tipo de ensaio realizado.

Em função da existência dessas incertezas, existe, portanto, uma probabilidade de falha (P_f), ou seja, uma chance matemática de insucesso em relação ao comportamento esperado do sistema.

Um dos procedimentos empregados para tratar de forma mais adequada essas incertezas é a aplicação de uma análise probabilística via Teoria da Confiabilidade.

Neste contexto, este trabalho propõe analisar a confiabilidade de três métodos de previsão de capacidade de carga de uma estaca típica utilizada em edifícios de um pavimento na cidade de Bauru/SP, a partir de resultados de uma grande quantidade de ensaios de penetração de cone (CPT). Para isso, caracterizaram-se estatisticamente as variáveis aleatórias definidas pelas resistências de ponta (q_c) e de atrito lateral (f_s) fornecidas pelo CPT, bem como os valores da capacidade de carga última do elemento de fundação a partir da resistência de ponta ($Q_{p,ult}$) e da resistência lateral ($Q_{l,ult}$), obtidos a partir dos resultados de ensaios CPT segundo três diferentes métodos de cálculo.

A análise de confiabilidade baseou-se no método de confiabilidade de primeira ordem (FORM), com a determinação da probabilidade de se obter uma estimativa da capacidade de carga do elemento de fundação contra a segurança ($P_{e.c.s.}$) para cada método semi-empírico, quando comparados à capacidade de carga última obtida de uma prova de carga realizada no campo. As incertezas do solo foram consideradas adotando-se como variáveis aleatórias os valores de $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$ calculadas por cada método de previsão da literatura considerando-se os resultados de 25 ensaios CPT. A prova de carga utilizada foi realizada por Lobo (1991) em uma estaca escavada de 0,25 m de diâmetro (D) e comprimento (L) de 8 m na cidade de Bauru/SP. Dessa forma, a prova de carga forneceu o valor determinístico real da capacidade resistente do referido elemento de fundação, enquanto que os métodos de previsão de capacidade de carga forneceram os valores estimados da resistência da estaca estudada.

2 – BREVE REVISÃO DA LITERATURA

2.1 – Ensaio de Penetração do Cone (CPT)

O ensaio consiste na cravação quasi-estática in situ de um cone com área de 10 cm² e ângulo de 60° aplicando com uma velocidade de cravação constante de 2 cm/s. Por meio de células de carga as medidas de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) são realizadas simultaneamente, o que ocorre, em geral, a cada intervalo de 2 cm ao longo de todo o perfil do subsolo investigado. Posteriormente, os parâmetros geotécnicos podem ser obtidos por meio de correlações semi-empíricas propostas na literatura (Robertson & Cabal, 2015). A classificação dos materiais ao longo do perfil pode ser feita por meio de ábacos como, por exemplo, aquele proposto por Robertson *et al.* (1986) entre outros. O equipamento é composto por um sistema de ação e reação, além de uma interface para aquisição de dados conectada ao cone.

2.2 – Capacidade de Carga de Estacas

A carga última de uma estaca é aquela em que o recalque continua a ocorrer sem que haja novo acréscimo de carga (Lobo, 1991). Portanto, a melhor forma de defini-la é realizar uma prova de

carga na estaca inserida no solo do local onde as fundações da obra serão executadas. Porém, devido à dificuldade de execução e ao elevado custo, os métodos que se baseiam em resultados de ensaios CPT e SPT são os mais empregados para a previsão de capacidade de carga de estacas. Alguns dos métodos mais empregados quando se realizam ensaios CPT são descritos a seguir e foram empregados neste trabalho.

2.2.1 – Método de Aoki & Velloso

O método de Aoki & Velloso (1975) utiliza os valores de resistência de ponta do cone (q_c) e da resistência lateral (f_s) para determinação da carga última (Q_{ult}) de uma dada estaca. Para levar em consideração as diferenças do protótipo (estaca) e do modelo (cone) introduziram-se os fatores de correção F_1 e F_2 para a estimativa da resistência de ponta (r_p) e da resistência lateral (r_l) na camada de espessura (Δl) da estaca, conforme descritos no Quadro 1:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \text{ e } r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (1)$$

Quadro 1 – Fatores de correção adotados por Aoki e Velloso (1975).

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1,75	3,50
Escavada	3,50	7,00

A capacidade de carga da estaca pode então ser determinada pela soma das parcelas de ponta e lateral, levando-se em consideração suas características geométricas e os fatores de correção conforme:

$$Q_{ult} = A_p \times \frac{q_c}{F_1} + \frac{U}{F_2} \times \Sigma(f_s \times \Delta l) \quad (2)$$

Onde: A_p é a área da seção transversal da ponta; U o perímetro da seção transversal do fuste.

2.2.2 – Método de Bustamante & Gianeselli (LCPC)

No método proposto por Bustamante & Gianeselli (1982), as medidas do atrito lateral (f_s) não são utilizadas diretamente na determinação da resistência lateral da estaca. Embora a carga última (Q_{ult}) seja também determinada pela soma das parcelas de ponta e lateral da estaca, a resistência lateral é obtida com base numa previsão de f_s a partir de valores de q_c do cone. A contribuição da ponta é calculada pela equação seguinte:

$$Q_{p,ult} = k_c \times q_{cm} \times A_p \quad (3)$$

e a contribuição do atrito lateral é dada por:

$$Q_{l,ult} = U \times \Sigma(\alpha_{LCPC} \times f_{qc} \leq f_{lim}) \times \Delta l \quad (4)$$

A capacidade de carga lateral equivalente (f_{qc}) empregada para o cálculo da contribuição lateral na carga última é dada pela equação seguinte:

$$f_{qc} = (A_{LCPC} \times q_c + B_{LCPC}) \times (1 - e^{-q_c \times C_{LCPC}}) \tag{5}$$

Os parâmetros utilizados nas Equações 3 a 5 são definidos com base na classificação do solo a partir dos valores de q_c , conforme o Quadro 2, onde k_c é o coeficiente de capacidade de carga, conforme Quadro 3; A_{LCPC} , B_{LCPC} , C_{LCPC} são parâmetros de ajuste do método LCPC para o solo, conforme Quadro 4; q_{cm} é o fator de capacidade de carga médio; α_{LCPC} é o parâmetro de atrito lateral, conforme Quadro 5; f_{lim} é a capacidade de carga lateral limite, conforme Quadro 5.

Quadro 2 – Classificação do solo a partir do CPT.

Solo/Classe	Consistência	q_c (MPa)
Argila (Q1)	Mole a muito mole	<1,0
	Média	1,0 a 2,5
	Rija	2,5 a 2,4
	Muito Rija	$\geq 4,0$
Areia e Pedregulho (Q3)	Muito Fofos	<1,5
	Fofos	1,5 a 4,0
	Medianamente Compactos	4,0 a 10,0
	Compactos	10,0 a 20,0
Calcário (Q2)	Muito Compactos	>20,0
	Mole	<5,0
	Alterado	5,0 a 1,5
Marga e Marga Calcária (Q2*)	São	$\geq 15,0$
	Branja	<5,0
	Rija	5,0 a 15,0
	Muito Rija	>15,0

Quadro 3 – Coeficiente de capacidade de carga k_c para cálculo de $Q_{p,ult}$.

Tipo de Estaca	Classe			
	Q1	Q3	Q2	Q2*
Escavada, seca	0,40	0,20	0,30	0,30
Escavada ⁽¹⁾	0,40	0,20	0,30	0,30
Escavada ⁽²⁾	0,40	0,40	0,35	0,20
Pré-moldada	0,45	0,40	0,40	0,40
Metálica	0,45	0,40	0,40	0,40
Raiz	0,45	0,20	0,30	0,30

⁽¹⁾ com lama; ⁽²⁾ com trado.

O fator de capacidade de carga médio (q_{cm}) é a média dos valores de q_c em 1,5 vezes o diâmetro da estaca abaixo da sua ponta.

Quadro 4 – Coeficientes de ajuste para capacidade de carga lateral equivalente (f_{qc}).

Classe	A_{LCPC}	B_{LCPC}	C_{LCPC}
Q1	0,0018	0,1	0,4
Q3	0,0012	0,1	0,15
Q2	0,0015	0,1	0,25
Q2*	0,0015	0,1	0,25

Quadro 5 – Parâmetro de atrito lateral (α_{LCPC}) e capacidade de carga lateral limite (f_{lim}).

Classe	Tipo de Estaca	α_{LCPC}	f_{lim} (kPa)
Q1	Escavada, seca	0,55	90
	Escavada ⁽¹⁾	0,65	90
	Escavada ⁽²⁾	0,75	90
	Pré-moldada	0,55	130
	Metálica	0,40	90
	Raiz	1,35	200
Q3	Escavada, seca	0,70	90
	Escavada ⁽¹⁾	1,00	90
	Escavada ⁽²⁾	1,25	170
	Pré-moldada	1,00	130
	Metálica	0,85	90
	Raiz	2,00	380
Q2	Escavada, seca	0,80	200
	Escavada ⁽¹⁾	0,80	200
	Escavada ⁽²⁾	0,95	200
	Pré-moldada	0,45	90
	Metálica	0,20	50
	Raiz	1,10	320
Q2*	Escavada, seca	1,40	170
	Escavada ⁽¹⁾	1,40	170
	Escavada ⁽²⁾	1,50	200
	Pré-moldada	0,85	90
	Metálica	085	90
	Raiz	2,25	320

⁽¹⁾ com lama; ⁽²⁾ com trado.

2.2.3 – Método de Philipponnat

Da mesma forma que no método LCPC, Philipponnat (1980) propõe que a parcela de resistência lateral da estaca é definida nesse método a partir do perfil de q_c . O tipo de estaca e sua forma de execução também são levados em consideração. Assim, a capacidade de carga de uma estaca é calculada pela equação seguinte:

$$Q_{ult} = U \times \Sigma \frac{(\alpha_{FP} \times q_c)}{\alpha_{SP}} \times \Delta l + \alpha_{PP} \times q_{cP} \times A_p \quad (6)$$

onde: α_{FP} é o fator que depende do tipo de estaca, conforme Quadro 6; α_{SP} é o fator para o atrito lateral da estaca, conforme Quadro 7; α_{PP} é o fator para a ponta da estaca, conforme Quadro 7; q_{cP} é a resistência de ponta unitária, que é dada pela média dos valores acima e abaixo da ponta da estaca a uma distância de três diâmetros da estaca nas duas direções consideradas.

Quadro 6 – Fatores de Philipponnat para estacas (α_{FP}).

Material da Estaca	Tipo de Estaca	α_{FP}	f_{lim} (kPa)
Concreto	Injetada	1,25	120
	Pré-moldada		
	Franki		
	Escavada ($\phi < 1,5$ m)	0,85	100
	Escavada ($\phi > 1,5$ m)	0,75	80
Metálica	Perfil H	1,10	120

Quadro 7 – Fatores de Philipponnat (α_{SP}) e (α_{PP}) em função do tipo de solo para atrito lateral e ponta da estaca, respectivamente.

Solo	α_{SP}	α_{PP}
Argila e Calcário	50	0,50
Silte	60	0,45
Areia Fofa ($q_c < 8$ MPa)	100	0,40
Areia Média ($8 < q_c < 12$ MPa)	150	
Areia Compacta ($q_c > 12$ MPa)	200	
Pedregulho	n/a	0,35

2.3 – Teoria da Confiabilidade

A Teoria da Confiabilidade vem sendo utilizada na solução de problemas de engenharia, de modo geral, há mais de 20 anos. Na engenharia geotécnica suas aplicações envolvem desde a análise de falha na estabilidade de taludes até a previsão de probabilidades de ruína em fundações. A confiabilidade pode ser definida como o grau de confiança de que um sistema não falhe dentro de um período de tempo especificado, respeitadas as condições de operação previstas em projeto (Nogueira, 2010).

Nas análises probabilísticas via Teoria da Confiabilidade, as incertezas inerentes aos materiais, aos modelos de previsão de comportamento e às ações externas aplicadas sobre o sistema são incorporadas através da definição de variáveis aleatórias. Em função dessas incertezas nos parâmetros e, conseqüentemente, nos comportamentos, existe uma chance matemática da ocorrência de um evento indesejado chamado de evento de falha (Ang & Tang, 1975). Deste modo, a variável aleatória pode ser representada através de uma associação estatística definida por um valor de tendência central, uma medida de dispersão e uma função distribuição de probabilidades.

Do ponto de vista matemático, as análises de confiabilidade dependem da definição de uma função de desempenho, chamada de função de estado limite, que relaciona uma demanda ou solicitação (S) contra uma oferta ou resistência (R), conforme a equação seguinte:

$$G(R, S) = R - S = 0 \quad (7)$$

A partir disso, os métodos de confiabilidade mais adequados são escolhidos para a solução do problema, que consiste na obtenção da probabilidade de falha ou probabilidade de violação da condição descrita pelo estado limite.

Uma medida que fornece uma interpretação geométrica da probabilidade de falha foi definida pelo chamado índice de confiabilidade (β) apresentado de forma invariante por Hasofer & Lind (1974), que consiste na menor distância entre a origem do sistema de coordenadas no espaço normal-padrão não correlacionado até a fronteira entre o domínio de segurança e de falha, isto é, a equação de estado limite ($G = 0$). Este ponto obtido sobre a superfície $G = 0$ é denominado ponto de projeto.

2.3.1 – Método de Confiabilidade de Primeira Ordem

O método de confiabilidade de primeira ordem ou FORM (*First Order Reliability Method*) utiliza, além dos descritores centrais das variáveis aleatórias, a função distribuição de probabilidades de cada variável aleatória. O FORM tem como principal premissa aproximar a equação de estado limite ($G = 0$) por um hiperplano tangente no ponto de projeto. Assim, sobre a equação de estado limite linearizada nesse ponto constrói-se a função densidade conjunta de probabilidades no espaço normal-padrão não correlacionado e obtém-se a probabilidade correspondente de violação do estado limite considerado, conforme a equação seguinte:

$$P_{f_{FORM}} = \Phi(-\beta) \quad (8)$$

onde $\Phi(\cdot)$ é a distribuição acumulada conjunta de probabilidades que ocorre no espaço normal-padrão não correlacionado. O FORM foi utilizado para a realização das análises de confiabilidade neste trabalho.

2.3.2 – Caracterização Estatística de Parâmetros de Projeto

A caracterização estatística de parâmetros de projeto é realizada a partir da aplicação de técnicas da Estatística com base na coleta de dados obtidos através de experimentos ou observações dos fenômenos estudados. Além disso, deve-se atentar se as estatísticas obtidas dos parâmetros a partir da amostra considerada refletem as características da população (Fenton & Griffiths, 2008).

Um número mínimo de experimentos considerado aceitável para que a previsão amostral seja representativa da população é de 20 (Ang & Tang, 1975). Um dos objetivos desse tipo de caracterização estatística, além da obtenção de uma medida de valor central (média) e de uma medida de dispersão em torno da média (variância) é a obtenção de uma função distribuição de probabilidades que seja capaz de representar o parâmetro. Para isso, o teste estatístico de Kolmogorov-Smirnov (K-S) pode ser utilizado. O teste K-S consiste na adoção de uma função analítica de distribuição de probabilidades para a variável aleatória considerada, comparando-se as frequências acumuladas analíticas (teóricas) com aquelas obtidas pelos dados dos experimentos (empíricas). A partir daí, calcula-se a máxima diferença (D_n) entre a frequência acumulada teórica e a frequência acumulada empírica, comparando-a com um valor de referência (D_n^*) para um nível de significância escolhido (α^*), conforme a equação seguinte:

$$P(D_n \leq D_n^*) = 1 - \alpha^* \quad (9)$$

Quadro 8 – Valores de referência (D_n^*) definidos para cada α^* e tamanho da amostra n : adaptado de Ang e Tang, (1975).

n	α^*			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Caso D_n seja menor ou igual a D_n^* então a distribuição de probabilidades escolhida é aceitável para o nível de significância especificado, caso contrário a distribuição é rejeitada. Os valores de D_n^* utilizados como referência estão reunidos no Quadro 8.

3 – MATERIAIS

3.1 – Local de Estudo

Os ensaios CPT e a prova de carga foram realizados na cidade de Bauru, no interior de São Paulo, onde ocorre um solo arenoso formado por intemperismo típico de região tropical. De Mio (2005) caracterizou o solo que ocorre no local estudado como sendo uma areia fina a média, pouco argilosa, de origem coluvionar até 13 m de profundidade, sobre o solo residual de arenito Bauru, com textura muito parecida com a do solo coluvionar. Detalhes sobre a geotecnia desse local bem como resultados de diversos ensaios geotécnicos típicos podem ser encontrados em Cavalcante *et al.* (2007).

3.2 – Prova de Carga

A prova de carga de referência para esse estudo foi realizada na cidade de Bauru por Lobo (1991), em uma estaca escavada de comprimento $L = 8$ m e diâmetro $D = 0,25$ m, em uma área com características geotécnicas muito semelhantes aquelas do campo experimental onde os ensaios CPT foram realizados. Esta estaca foi escolhida, pois é típica daquelas empregadas em obras construídas na cidade de Bauru e região, sendo muito utilizada em edifícios residenciais de um a dois pavimentos.

3.3 – CPT

Os ensaios CPT elétricos foram realizados em 7 campanhas entre 2015 e 2017 de acordo com as recomendações da ABNT MB-3406 (1991). O número total de ensaios realizados foi igual a 25 e atingiram até 20 m de profundidade.

4 – MÉTODOS

4.1 – Interpretação da Prova de Carga

A partir da curva carga-recalque obtida por Lobo (1991) determinou-se o valor da carga de ruptura (P_r) igual a 150 kN, de acordo com o que estabelece a ABNT NBR 6122 (2010) e conforme ilustra a Figura 1.

4.2 – Interpretação dos Ensaios CPT

Os resultados dos ensaios CPT foram utilizados na previsão da capacidade de carga de uma estaca escavada com 8 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro, empregando os métodos de Aoki & Velloso, Bustamante & Gianceselli (LCPC) e Philipponnat, já descritos anteriormente.

4.3 – Caracterização Estatística das Variáveis Aleatórias

Para a consideração das incertezas dos parâmetros de resistência usados no dimensionamento da estaca, caracterizaram-se estatisticamente os perfis de q_c e f_s com base nos resultados obtidos nos 25 ensaios de CPT. Para cada 1 metro de profundidade, e considerando todos os resultados dos ensaios CPT foram obtidos o valor médio, o desvio-padrão e aplicado o teste estatístico K-S,

adotando como distribuição teórica a função normal de probabilidades com nível de significância de 5% para a definição da função distribuição de probabilidades. A Fig. 2 mostra as medidas de q_c e f_s para todos os ensaios, bem como a variação do valor médio e do coeficiente de variação com a profundidade até 8 metros (comprimento da estaca). O Quadro 9 ilustra os resultados analíticos do teste K-S, indicando que para o nível de significância de 5%, a menos do primeiro metro, todos os demais podem assumir que q_c e f_s são representados por uma função normal de probabilidades. Já a Fig. 3 mostra a função acumulada de probabilidades teórica (normal assumida) e a função acumulada obtida pelos valores medidos no campo, para as profundidades de 1, 4 e 8 m. Com isso, pôde-se assumir que q_c e f_s são variáveis aleatórias normais com média e desvio-padrão definidos para cada metro de profundidade. Em seguida foram analisados os valores de resistência de ponta ($Q_{p,ult}$) e lateral ($Q_{l,ult}$) considerando os três métodos descritos e os resultados dos 25 ensaios CPT realizados. Com isso, as resistências de ponta e lateral também foram caracterizadas estatisticamente obtendo-se uma média, desvio-padrão (Quadro 10) e função distribuição de probabilidades via teste K-S para o mesmo nível de significância de 5% (Quadro 11 e Fig. 5).

4.4 – Confiabilidade dos Métodos de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas

O objetivo deste estudo é avaliar a confiabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga de estacas, comparando-os com o resultado da prova de carga, a partir da consideração das incertezas mapeadas pelos ensaios CPT. Em função da variabilidade dos parâmetros de resistência do solo observada, tem-se uma probabilidade de que a estimativa da capacidade de carga feita por cada método seja contra a segurança, isto é, acima do valor de carga último obtido com a prova de carga. Essa probabilidade foi avaliada pelo FORM e foi definida como sendo a chance matemática de que os métodos estimem a capacidade de carga contra a segurança ($P_{e.c.s.}$).

A função de estado limite que descreve o problema foi definida conforme a equação seguinte e consiste na comparação entre a oferta, dada pelo valor da carga última (P_r) obtida via prova de carga e a demanda, definida pela previsão da capacidade de carga fornecida pelos métodos, considerando a variabilidade nos parâmetros de resistência lateral e de ponta:

$$G = P_r - Q_{ult} = P_r - (Q_{l,ult} + Q_{p,ult}) \quad (10)$$

5 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 – Prova de Carga

A carga última (P_r) foi determinada a partir da observação do recalque último (Δu) de 18,5 mm, resultando num valor de 150 kN, conforme representado na Fig. 1. Esse valor foi utilizado na análise de confiabilidade como a resistência real da estaca.

5.2 – CPT

Os resultados dos 25 ensaios CPT até 8,8 m de profundidade são apresentados na Fig. 2, onde se tem os perfis de resistência de ponta (q_c) e de atrito lateral (f_s), bem como os valores médios, desvios-padrão e coeficientes de variação (CV) dessas medidas.

Observou-se uma grande variação nos perfis de q_c e f_s até 1 m de profundidade, com coeficientes de variação de 90% para q_c e de 120% para f_s . Isso se deve a uma maior compactação do solo superficial, bem como pela presença de materiais mais grossos de um possível aterro nesse horizonte, o que contribui para uma grande variabilidade observada. Entre as profundidades de 1 m e 3 m observou-se uma menor dispersão das variáveis q_c e f_s , com coeficientes de variação de 30%

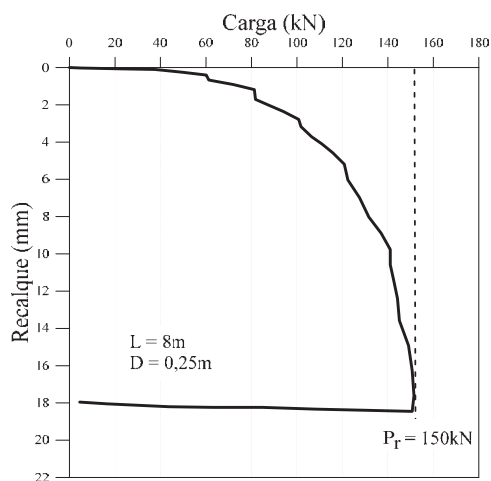


Fig. 1 – Curva carga-recalque da estaca escavada ensaiada ($D = 0,25\text{ m}$; $L = 8\text{ m}$). Adaptado de Lobo (1991).

e 100%, respectivamente. Depois dos 3 m de profundidade verificou-se que q_c e f_s mostraram um aumento gradual com a profundidade, tanto dos valores médios como do desvio-padrão.

Quadro 9 – Teste de Kolmogorov-Smirnov para q_c e f_s

Prof. (m)	q_c			f_s		
	D_n	$D_n^{\alpha*}$	$P(D_n \leq D_n^{\alpha*})$	D_n	$D_n^{\alpha*}$	$P(D_n \leq D_n^{\alpha*})$
1	0,28	0,27	Inaceitável	0,29	0,27	Inaceitável
2	0,12	0,27	Aceitável	0,26	0,27	Aceitável
3	0,25	0,27	Aceitável	0,27	0,27	Aceitável
4	0,23	0,27	Aceitável	0,23	0,27	Aceitável
5	0,20	0,27	Aceitável	0,24	0,27	Aceitável
6	0,11	0,27	Aceitável	0,15	0,27	Aceitável
7	0,21	0,27	Aceitável	0,15	0,27	Aceitável
8	0,13	0,27	Aceitável	0,16	0,27	Aceitável

O teste K-S mostrou que quanto maior a profundidade no solo, menores são os valores de D_n das variáveis q_c e f_s para a função de distribuição de probabilidade assumida. Assim, conforme a profundidade vai aumentando, as variáveis aleatórias tendem a apresentar curvas de distribuição acumulada de probabilidades mais próximas de uma distribuição normal, conforme mostra o Quadro 9 e a Figura 3.

A Fig. 2 apresenta os resultados dos ensaios CPT até a profundidade de 8,8 m, devido a necessidade do cálculo da previsão de carga da estaca pelo método de Philipponnat, em que para o cálculo da resistência de ponta unitária (q_{cp}), se considera a média dos valores acima e abaixo da ponta da estaca a uma distância de três diâmetros da estaca nas duas direções.

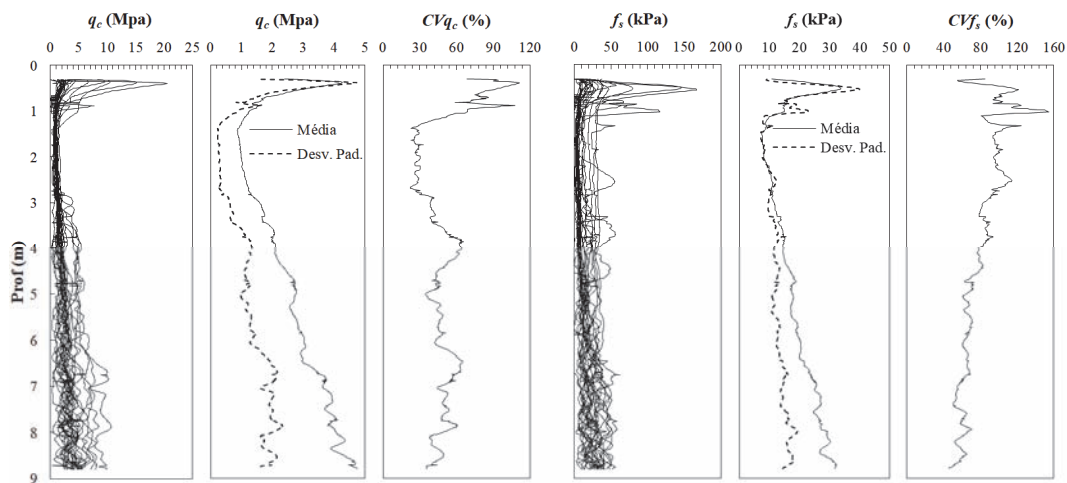


Fig. 2 – Resultados dos ensaios CPT.

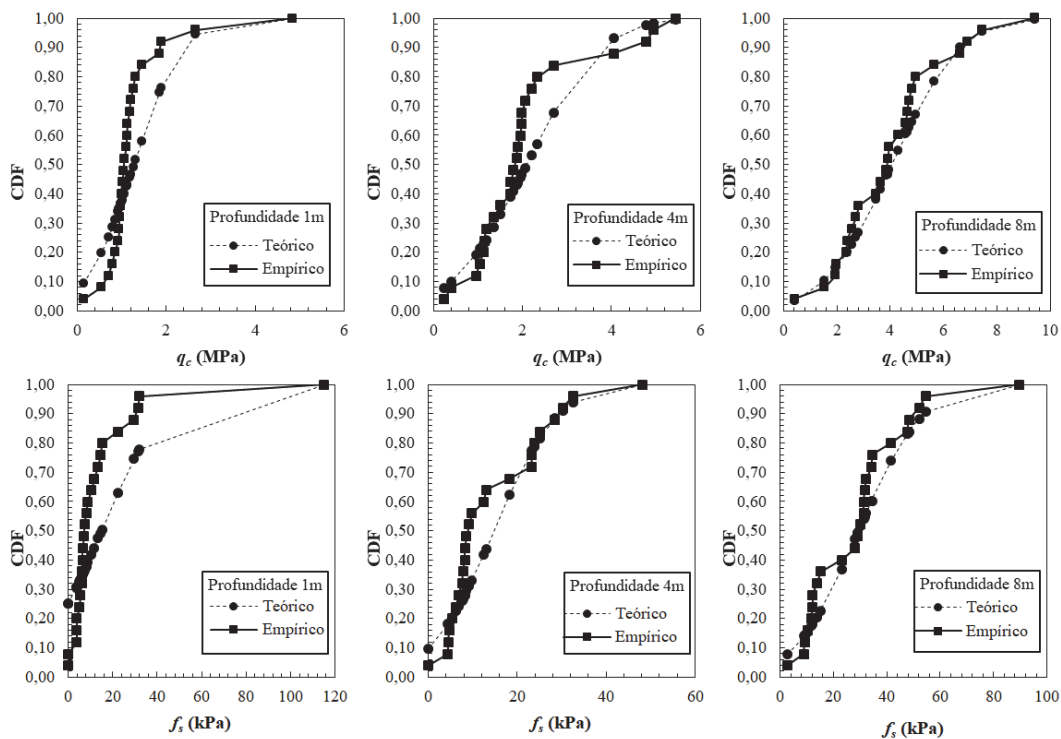


Fig. 3 – Frequências acumuladas para q_c e f_s para as profundidades de 1, 4 e 8 m do perfil do subsolo.

5.3 – Previsão da Capacidade de Carga

Os métodos de Aoki & Velloso, LCPC e Philipponnat foram empregados para calcular a capacidade de carga da estaca, de modo a incorporar a variabilidade identificada nos resultados dos 25 ensaios CPT. O Quadro 10 apresenta os valores médios e coeficientes de variação (*CV*) das variáveis aleatórias $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$ obtidas para cada método.

Quadro 10 – Valores médios e CV de $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$ para os diferentes métodos de previsão de capacidade de carga.

Método	$\bar{Q}_{p,ult}$ (kN)	$CV_{Q_p}(\%)$	$\bar{Q}_{l,ult}$ (kN)	$CV_{Q_l}(\%)$
Aoki & Velloso	60,4	37,2	17,4	56,9
LCPC	83,6	40,0	163,8	12,5
Philipponnat	78,5	42,3	113,3	35,1

Os resultados mostraram que os métodos de previsão da capacidade de carga forneceram valores bastante distintos, tanto para o valor médio, como para o coeficiente de variação de $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$. Verificou-se ainda, a partir da Fig. 4, que após uma quantidade de ensaios CPT igual a 10, os valores médios de capacidade de carga tenderam a um valor específico, com dispersão reduzida.

Quadro 11 – Teste de Kolmogorov-Smirnov em $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$.

		Aoki & Vel.	LCPC	Philipp.
$Q_{p,ult}$	D_n	0,22	0,27	0,26
	$D_n^{\alpha^*}$	0,27	0,27	0,27
	$P(D_n \leq D_n^{\alpha^*})$	Aceitável	Aceitável	Aceitável
$Q_{l,ult}$	D_n	0,20	0,17	0,20
	$D_n^{\alpha^*}$	0,27	0,27	0,27
	$P(D_n \leq D_n^{\alpha^*})$	Aceitável	Aceitável	Aceitável

Os resultados do Quadro 11 indicaram que as variáveis $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$ podem ser assumidas como normais para o nível de significância de 5%.

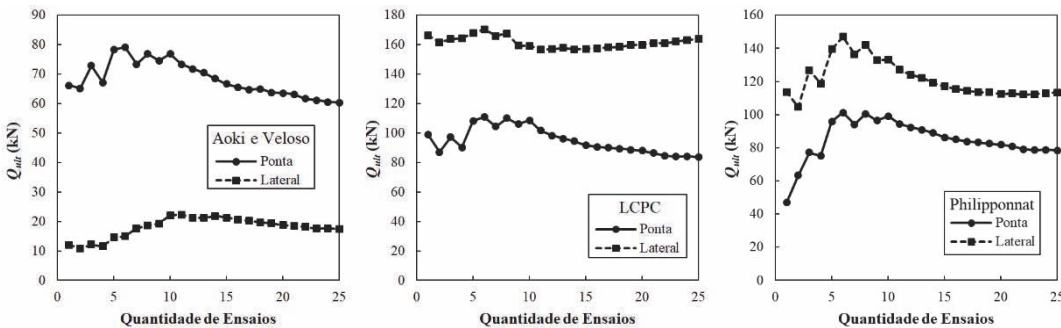


Fig. 4 – Variabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga em estaca para o local estudado.

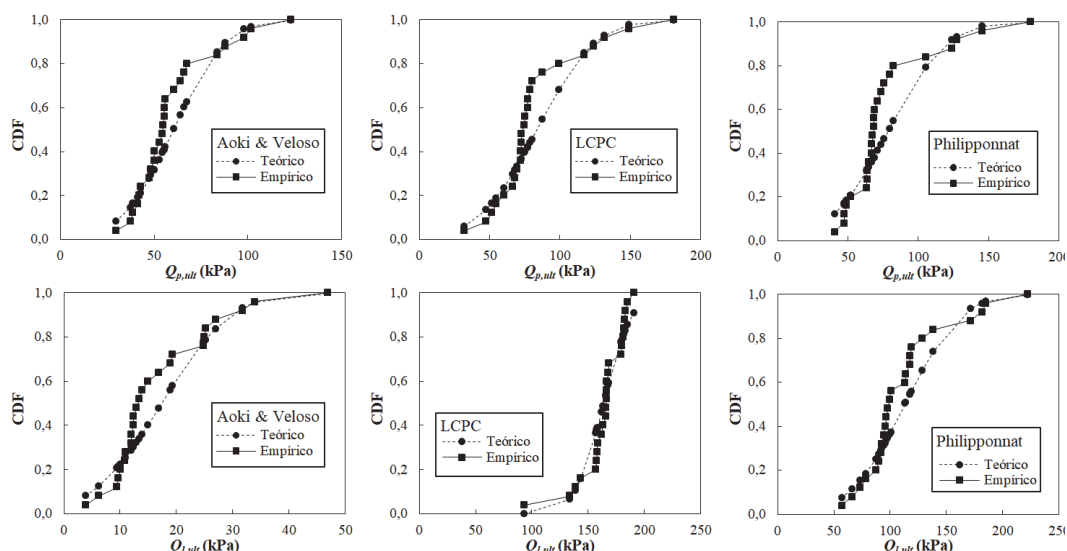


Fig. 5 – Frequências acumuladas para $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$ para os métodos de previsão de carga empregados.

5.4 – Análise de Confiabilidade dos Métodos de Previsão da Capacidade de Carga

O FORM foi utilizado considerando a função de estado limite dada pela Equação (9), as variáveis aleatórias com funções de distribuição normal de probabilidades e a caracterização estatística de acordo com o Quadro 10.

A análise de confiabilidade permitiu identificar a parcela de influência de cada variável aleatória, $Q_{p,ult}$ e $Q_{l,ult}$ sobre a previsão da capacidade de carga de cada método, conforme apresentado na Fig. 6.

Esses resultados mostram a contribuição da resistência de ponta e do atrito lateral, quantificados por cada método, na probabilidade de se obter uma estimativa da capacidade de carga contra a segurança. Assim, considerando o método de Aoki & Velloso, por exemplo, a resistência de ponta contribuiu com 84% na previsão da capacidade de carga da estaca analisada, enquanto que o atrito lateral influenciou com apenas 16% dessa previsão. É importante salientar que esses resultados não são genéricos, mas apenas refletem o comportamento da estaca com base nos dados de CPT utilizados para o solo considerado.

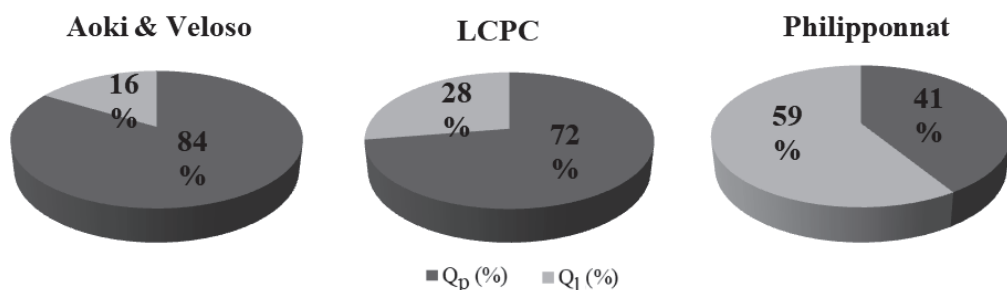


Fig. 6 – Influência das variáveis aleatórias na definição da capacidade de carga da estaca analisada para cada método.

Já, o método de Philipponnat apresentou um comportamento distinto, pois a maior contribuição na previsão da capacidade de carga da estaca foi dada pelo atrito lateral (59%).

Os valores do índice de confiabilidade (β) e as respectivas probabilidades de estimativa da capacidade de carga contra a segurança ($P_{e.c.s.}$) para cada método são apresentados no Quadro 12.

Quadro 12 – Valores de β e das respectivas probabilidades de estimativa contra a segurança ($P_{e.c.s.}$) para cada método.

Método	β	$P_{e.c.s.}$ (%)
Aoki & Velloso	2,95	0,16
LCPC	-2,48	99,35
Philipponnat	-0,81	79,04

A norma brasileira de fundações ABNT NBR 6122 (2010) não estabelece valores de β aceitáveis ou mínimos como nível de segurança para elementos de fundação, nem mesmo qualquer recomendação acerca dos métodos de previsão de capacidade de carga. Ahmad *et al.* (2003) recomendaram que o índice de confiabilidade (β) acima de 2,0 pode ser considerado aceitável para elementos de fundação isolados. Essa recomendação foi adotada neste trabalho para a verificação da confiabilidade de cada método de previsão utilizado.

A partir dos resultados apresentados no Quadro 12 observou-se que os métodos LCPC e Philipponnat, para previsão da capacidade de carga da estaca escavada analisada e considerando a variabilidade dos parâmetros de resistência, apresentaram uma probabilidade muito elevada em estimar a carga última contra a segurança quando comparados com o valor determinado na prova de carga. Isto significa que o emprego desses métodos, para o caso analisado, pode fornecer uma previsão contra a segurança, uma vez que estima valores muito elevados para a capacidade de carga dessa estaca. Já, o método de Aoki & Velloso mostrou-se mais adequado para a previsão da capacidade de carga da estaca, pois apresentou probabilidade de apenas 0,16% de estimativa contra a segurança.

É importante destacar o fato de que os ensaios CPT e a prova de carga foram realizados em um perfil de solo coluvionar com elevada porosidade, cujo comportamento está diretamente relacionado ao seu processo de formação. Nestas condições, a resistência por atrito lateral ($Q_{l,ult}$) terá uma contribuição muito menor na capacidade de carga do que a ponta, como mostram os resultados dos ensaios CPT. No entanto, os métodos LCPC e Philipponnat calculam a parcela de atrito lateral por meio do valor da resistência de ponta do cone, superestimando assim a capacidade de carga da estaca em função dos elevados valores de resistência de ponta em maiores profundidades. Além disso, a definição dos coeficientes de ajuste de cada um desses métodos foi estabelecida sem considerar as peculiaridades do comportamento do solo tropical arenoso que ocorre no local estudado, o que justifica as estimativas contra a segurança. Logo, tais métodos devem ser empregados com muita cautela, após realizar ajustes nos seus coeficientes, que retratem o comportamento desse solo. Tal fato não aconteceu quando se empregou o método Aoki & Velloso, uma vez que este método considera os valores de atrito lateral determinados no CPT, bem como os fatores de correção (F_1 e F_2) mais adequados para esse tipo de solo.

Dessa forma, em função das características acima descritas para os métodos LCPC e Philipponnat, uma nova análise de confiabilidade foi realizada desprezando-se a parcela do atrito lateral calculada por esses métodos e considerando somente a resistência de ponta. Assim, a capacidade de carga da estaca foi assumida como sendo somente devido à parcela de ponta. O Quadro 13 mostra os resultados dessa nova análise.

Quadro 13 – Valores de β e $P_{e.c.s.}$ para os métodos LCPC e Philipponnat desprezando a contribuição da resistência lateral.

Método	β	$P_{e.c.s.}$ (%)
LCPC	1,99	2,34
Philipponnat	2,15	1,56

Observou-se que os valores de β estão mais próximos daquele encontrado pelo método de Aoki & Velloso, atendendo inclusive o critério de mínimo β recomendado por Ahmad *et al.* (2003). Os valores de $P_{e.c.s.}$ refletem, nessa nova forma de interpretação, probabilidades de 2,34% e 1,56% de que os métodos LCPC e Philipponnat, respectivamente, forneçam estimativas contra a segurança para a capacidade de carga da estaca analisada.

6 – CONCLUSÕES

O artigo apresentou e discutiu a previsão de capacidade de carga de uma estaca escavada instalada em solo tropical arenoso que ocorre na cidade de Bauru/SP, via Teoria da Confiabilidade, por meio de três métodos distintos, considerando as incertezas nos parâmetros de resistência identificadas a partir de resultados de 25 ensaios CPT. As conclusões são:

- A interpretação dos CPTs mostrou que a variabilidade estatística é do tipo epistêmica, isto é, ela diminui com o aumento da amostra. Assim, constatou-se que ocorre uma melhora significativa a partir de 10 ensaios. Nesse caso, os valores médios de capacidade de carga tenderam a uma constante, mesmo com o aumento do número de ensaios;
- Na caracterização estatística dos parâmetros de resistência de ponta (q_c) e de atrito lateral (f_s) do CPT, bem como dos valores de capacidade de carga da ponta ($Q_{p,ult}$) e lateral ($Q_{l,ult}$) da estaca, calculados para cada método empregado, concluiu-se que são todas grandezas que podem ser representadas por uma distribuição normal de probabilidades para um nível de significância de 5%. Assim, em análises de confiabilidade utilizando tais parâmetros como variáveis aleatórias, a distribuição estatística pode ser considerada como normal para cada uma delas;
- A previsão da capacidade de carga pelos métodos de Aoki & Velloso, LCPC e Philipponnat, apresentou resultados diferentes, tanto para a ponta, como para o atrito lateral. A análise de confiabilidade via FORM indicou que o método de Aoki & Velloso foi o que fez a melhor previsão da capacidade de carga da estaca estudada, com valores de probabilidade de estimativa contra a segurança ($P_{e.c.s.}$) da ordem de 0,16%. Os outros dois métodos não foram adequados para a previsão da capacidade de carga da estaca para o caso estudado, uma vez que superestimaram a parcela de resistência lateral, por calculá-la assumindo uma correlação com a resistência de ponta do cone, com base em coeficientes que podem não ser adequados para o solo do local estudado;
- O sucesso de métodos de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de ensaios de campo, como o CPT, depende de adaptações nos mesmos, a fim de que seja possível representar adequadamente o comportamento de estacas instaladas em solos não convencionais, como os tropicais arenosos, típicos daqueles que ocorrem em grande parte do interior do estado de São Paulo.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES pela bolsa concedida aos três primeiros autores. Agradecem ainda a Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP (Processos 2007/03451-2 e 2010/50680-3) por ter fornecido a infraestrutura para realização dos ensaios CPT.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1991). MB-3406 – Solo – *Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT)*, Rio de Janeiro, 11p.
- ABNT (2010). NBR 6122 – *Projeto e Execução de Fundações*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Ahmad, A. R.; Madiati, C.; Vannucchi, G. (2003). *Reliability of different methods in estimating bearing capacity and stiffness of single piles*. Proceedings of BGA International Conference on foundation Innovations, Observations, Design and Practice. [S.l], p. 71-80.
- Ang, H.-S. A.; Tang, H. W. (1975). *Probability concepts in engineering planning and design*. Illinois: John Wiley and Sons, v. 1 e 2.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires. v. 1.
- Bustamante, M.; Ghaneselli, L. (1982). *Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT*. In: Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, p. 493-500.
- Cavalcante, E. H.; Danzinger, F. A.; Giacheti, H. L.; Coutinho, R. Q. (2007). *Campos Experimentais Brasileiros*. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, v. 111, p. 99-205.
- De Mio, G. (2005). *Condicionantes Geológicas na Interpretação de Ensaios de Piezocone para Identificação Estratigráfica na Investigação Geotécnica e Geoambiental*. 348p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos.
- Fenton, G. A.; Griffiths, D. V. (2008). *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc. ISBN 978-0-470-17820-1.
- Hasofer, A. M.; Lind, N. C. (1974). *Exact and Invariant Second Moment Code Format*. Journal of Engineering Mechanics, v. 100(1), p. 111-121,.
- Lobo, A. S. (1991). *Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos,.
- Nogueira, C. G. (2010). *Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado*. Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 345.
- Philipponnat, G. (1980). *Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique*. Revue Francaise de Geotechnique, n. 10, p. 55-64,.
- Robertson, P. K.; Cabal, K. L. (2015). *Guide to cone penetration testing*. 6th Edition. Gregg Drilling & Testing, Inc. California.
- Robertson, P. K.; Campanella, R. G.; Gillespie, D.; Greig, J. (1986). *Use of piezometer cone data*. In: Use of in situ tests in geotechnical engineering. ASCE, p. 1263-1280.

PERCOLAÇÃO DE DIESEL E ÁGUA EM SOLO ARENO SILTOSO NÃO SATURADO: UMA ABORDAGEM EXPERIMENTAL

Water and diesel percolation in unsaturated soil sand silt: an experimental approach

Rita de Cássia Viana Cerqueira^a, Miriam de Fátima Carvalho^b, Riseuda Pereira de Sousa^c, Sandro Lemos Machado^d, Iara Brandão de Oliveira^e

^a CEEP Irmã Dulce, Simões Filho, BA, Brasil

^b Universidade Católica do Salvador, Salvador, BA, Brasil

^c Depto. de Tecnologia, Universidade Estadual de Feira de Santana, BA, Brasil

^d Depto. de Ciências e Tecnologia dos Materiais, Universidade Federal da Bahia, Salvador, BA, Brasil

^e Depto. Eng. Ambiental, Universidade Federal da Bahia, Salvador, BA, Brasil

RESUMO – Ensaios de fluxo bidimensional de água e de diesel em solo SM, compactado com $w=5\%$ e $\rho_d=1,62 \text{ g.cm}^{-3}$ foram executados num canal de fluxo monitorado por tensiometria e análise visual. A migração dos fluidos aconteceu uniformemente na vertical e horizontal com espalhamento simétrico das frentes infiltrantes. A razão entre o tempo de chegada das frentes do diesel e da água à franja capilar (t_d/t_w) foi de 2,3, compatível com a razão ($\rho/\mu/\sigma$) que foi de 2,16. O comportamento das isócronas da água e do diesel foram explicadas pelo efeito conjunto da gravidade e do atrito na descida dos líquidos, representado pela mobilidade (ρ/μ), e o espalhamento lateral pelo efeito da capilaridade, comandada pela tensão superficial (σ). O uso de modelos unidimensionais para simular o avanço da frente bidimensional conduziu a um atraso no tempo de chegada da frente quando se aplica a equação de Brutsaert (1977), enquanto a equação de Philip (1969) proporcionou um elevado adiantamento. O modelo de Green Ampt (1911) conduz à resultados próximos do experimental, mas o de Philip (1969) corrigindo o espalhamento lateral, apresenta melhor aderência aos dados experimentais, com erro de cerca de 10% (retardo para o diesel e avanço para água).

ABSTRACT – This work developed two-dimensional flow experiments with water and diesel SM soil, using an instrumented flow channel monitored by tensiometer and visual analysis. The soil was compacted with $w=5\%$ and $\rho_d=1.62 \text{ g.cm}^{-3}$. The fluids migration occurred uniformly, both, in vertical and horizontal directions, with symmetrical spread of the infiltrating fronts. The ratio between the arrival time of the infiltrating fronts to the capillary fringe of diesel and water (t_d/t_w) was 2.3; compatible with the ratio (2.16) between the liquid properties ($\rho/\mu/\sigma$) for diesel and water. The behavior of the water and diesel isochrones were explained by the joint effect of gravity and friction on the liquids vertical flow, represented by the mobility (ρ/μ), and the lateral scattering by the capillarity effect, controlled by surface tension (σ). The use of one-dimensional models to simulate advance of the two-dimensional infiltrating front resulted in considerable delay using the Brutsaert equation (1977), while Philip (1969) provided a considerable advance. The simulations using the Green Ampt model (1911) were close to the experimental data. However, the Philip model (1969) with the correction for the lateral scattering, resulted in better simulations, error of about 10%.

Palavras Chave – Fluxo Bidimensional, Modelos de Infiltração, Solo não Saturado, LNAPL

Keywords – Bidimensional flow, Infiltration Models, Unsaturated Soil, LNAPL.

E-mails: cassiabass@hotmail.com (R. Cerqueira), mfcmachado@gmail.com (M. Carvalho), riseuda.sousa@uefs.br (R. Sousa), smachado@ufba.br (S. Machado), oliveira@ufba.br (I. Oliveira)

1 - INTRODUÇÃO

Estudos experimentais de migração de poluentes na zona não saturada do solo têm possibilitado a estimativa dos parâmetros de transporte, que são utilizados na prevenção e remediação de ambientes impactados. Nesta região, o fluxo é submetido a ações decorrentes das características de polaridade do fluido percolante e das forças capilares e de adsorção atuantes no meio, as quais são responsáveis pelo nível de interação entre fluido e meio percolante, e cujos efeitos, associados à distribuição e geometria dos poros, tornam o fluxo nesta região mais complexo que na zona saturada.

Eventos de alta interação entre solos finamente particulados ($d < 0,075$ mm), como os solos argilosos e fluidos percolantes polares, como a água, são visualizados na prática. As consequências desta forte atração eletrostática são as formações de espessas duplas camadas, não detectadas quando o fluido percolante é apolar, como os hidrocarbonetos. Devido a este fenômeno, um fluxo em meio poroso, em escala bidimensional, pode apresentar um elevado espalhamento horizontal ou se mostrar predominantemente vertical, o que possibilita a modelagem unidimensional do fluxo. Isto evidencia a ação do meio nos parâmetros de transporte de fluxo em solos não saturados, que usualmente são expressos através das relações k-P-S no formato das curvas de permeabilidade (relação P-k), de retenção de umidade (relação P-S) e da permeabilidade do fluido no meio saturado.

Estudos experimentais, de natureza unidimensional, empregando técnicas usuais de permeâmetros de paredes rígidas e paredes flexíveis, com cargas constantes e variáveis, para obtenção da permeabilidade saturada, revelam a interferência dos argilominerais nos valores da permeabilidade saturada. Oliveira (2001) e Cardoso *et al* (2011), percolando diferentes fluidos (água, álcool com gasolina, gasolina pura, tetracloreto de carbono, diesel e óleo combustível) em solos da região metropolitana de Salvador e do Recôncavo da Bahia (areia de duna e solos de natureza areno-argilosa de diferentes composições), constataram uma elevação no valor da permeabilidade com o decréscimo simultâneo do teor de argilominerais do solo e da constante dielétrica do fluido. Este mesmo fenômeno foi verificado por Fernandez e Quigley (1985), como mostra a Figura 1; Brown e Thomas (1984); Schramm *et al.* (1986); dentre outros. Ghildyal e Tripathi (1987) sugerem que ele tem relação com o nível de expansão das argilas e a consequente adsorção do líquido, que tende a se elevar com o aumento da constante dielétrica do fluido percolante, cujos valores, são da ordem de 80 para água e de 2 para os derivados de petróleo. Já Budhu *et al.* (1991), Hettiaratchi e Hruday (1987) sinalizam para a ação da polarização molecular responsável pela formação da camada dupla.

Na capacidade de retenção de umidade do solo, expressa através da relação P-S, a distribuição granulométrica tem papel preponderante. Nos solos mais grossos o controle é feito pela macroestrutura, enquanto que nos solos mais finos pela microestrutura, exigindo assim sucções mais altas diante da maior resistência à drenagem. Portanto, para uma pequena variação de sucção, os solos arenosos apresentam uma maior variação de umidade que os solos argilosos. O decréscimo do tamanho dos grãos leva a um aumento no valor da pressão de entrada de ar e a suavização da inclinação da curva de retenção.

Muitos métodos experimentais são relatados na literatura, para a determinação de curvas de retenção de líquidos, sendo que o seu uso está associado à faixa de sucção que se visa a atender, diante do formato da curva. Para o caso de sistemas bifásicos (água/ar), unidimensionais pode-se citar os trabalhos de Brooks e Corey (1964); Scheidegger (1974); Su e Brooks (1980); Lenhard e Parker (1988); Busby *et al.* (1995); Oostrom *et al.* (2003).

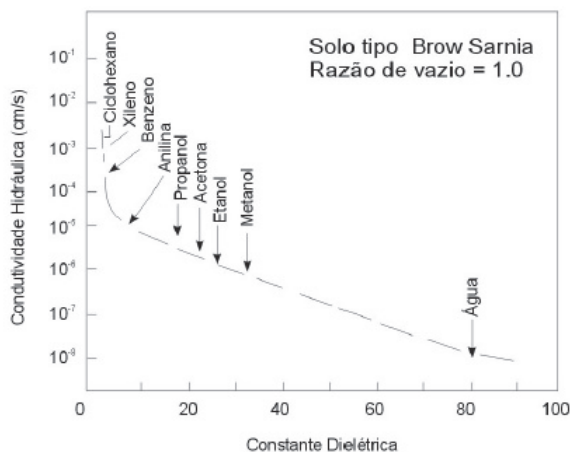


Fig. 1 – Variação da condutividade hidráulica com a constante dielétrica dos líquidos (Fenandez e Quigley, 1985).

As técnicas laboratoriais mais comuns empregadas para a determinação da curva de retenção são: placas de pressão (Machado e Dourado, 2001), translação de eixos, papel de filtro (Feuerharmel *et al.* 2004; Oliveira e Marinho, 2004; Mahler e Oliveira, 1998), funil de Haines (Libardi, 2005). Outras técnicas menos convencionais têm sido utilizadas como a teoria dos fractais (Bacchi *et al.* 1996; Soto *et al.* 2008); ensaios de tomografia computadorizada para imagens 3D (Delerue e Parrier, 2002); e a técnica de vaporização, uma combinação de tensiometria e métodos gravimétricos, utilizada por Oliveira (1995) e Sousa (2012) em solos arenosos, com obtenção de resultados similares aos da *Tempe Cell*. Nos ensaios de campo consta o uso de tensiômetros, para a quantificação da sucção, e de equipamento de TDR (*Time Domain Reflectometry*), com a técnica de reflectometria no domínio do tempo para determinar a saturação (Conciani *et al.* 1996).

Estes parâmetros hidráulicos, tão essenciais na previsão do fluxo bidimensional na zona não saturada do solo, são empregados na modelagem do avanço da frente de umedecimento na zona vadosa; utilizando modelos matemáticos pré-estabelecidos para infiltração.

Para infiltração unidimensional, modelos matemáticos como os de Green e Ampt (1911), Brutsaert (1977) e Philip (1969), apresentados no Quadro 1, são baseados na lei de Darcy e utilizam em geral parâmetros como déficit de umidade do solo ($\theta_s - \theta_i$), (%); sucção ($h_p - h_f$), (L); permeabilidade saturada k , (L.T⁻¹) e tempo decorrido desde o início da infiltração t , (T) para calcular a infiltração acumulada I , (L) na ocorrência de um derramamento (Jury *et al.*, 1991).

Diversos pesquisadores (Abriola e Pinder, 1985; Kaluarachi e Parker, 1989, Kueper *et al.*, 1989; Ostrom *et al.*, 2007; Kamaruddin *et al.*, 2011; dentre outros) têm realizado estudos relevantes nesta linha com trabalhos teóricos, na forma de modelos matemáticos e computacionais elaborados para descrever o fluxo de contaminantes em sub superfície. Também constam trabalhos experimentais, que envolvem estudos laboratoriais e de campo, com ensaios de infiltração de diferentes líquidos orgânicos em solos de diferente natureza, simulando o fluxo do contaminante.

Como estudos laboratoriais de fluxos bidimensionais têm-se experimentos realizados em areias compactadas que simulam derramamentos, pontuais ou distribuídos, de líquidos orgânicos imiscíveis em água, *NAPL - Non Aqueous Phase Liquid*, que podem ser leves (*LNAPL*) ou densos (*DNAPL*). O Quadro 2 apresenta um resumo de trabalhos, realizados com *LNAPL* em solos não saturados. Nele se constata: a tendência do uso de canal instrumentalizado, para simulação de fluxo bidimensional; o emprego de tensiômetros acoplados a parede do fundo, para o

acompanhamento da frente infiltrante; o uso da técnica de imagem, para registro da pluma infiltrante, e o acompanhamento do fluxo, através do avanço da pluma, visualizada na parede frontal do canal.

Quadro 1 - Modelos matemáticos para infiltração acumulada $I(t)$, fluxo unidimensional.

Modelo		Parâmetros
Green e Ampt (1911)	$I(t) = kt + a \ln \left(1 + \frac{I(t)}{a} \right)$ (1)	$a = (\theta_1 - \theta_0)(h_p - h_f)$
Philip (1957)	$I(t) = S_p t^{\frac{1}{2}} + (A_2 + k)t + A_3 t^{\frac{3}{2}} + A_4 t^2$ (2) $S_p^2 = 2k(\theta_1 - \theta_0)(h_p - h_f)$	$A_n = \int_{\theta_0}^{\theta_1} f_n(\theta) d\theta$ Válida para tempos moderados
Philip (1969)	$I(t) = S_p t^{\frac{1}{2}} + At$ (3)	$A=0,38k$ (todos os tempos) $A=1$ (perfil saturado e tempo moderado) Válida para $t \leq t_{grav} = \frac{S_p^2}{(k_1 - k_0)^2}$ A t_{grav} as forças capilares e gravitacionais são comparáveis
Brutsaert (1977)	$I(t) = kt + \frac{S_p^2}{\beta k} \left[1 - \left[1 + \frac{\beta k t^{\frac{1}{2}}}{S_p} \right]^{-1} \right]$ (4)	$\beta=1/3$ (distribuição de poros uniformes) $\beta=2/3$ (solos de campo) $\beta=1$ (distribuição de poros largos)

Utilizando dados experimentais de fluxo em canal, Oliveira (1995) discute e testa a habilidade de modelos unidimensionais (Quadro 1) de simular a infiltração de água e de líquidos orgânicos (n-hexanol, etileno glicol, 4-cloro tolueno, óleo diesel) em areia. Seguindo a mesma linha, Sousa (2012) e Sousa *et al* (2019) mostra a possibilidade de simulação de fluxo bidimensional de água e de diesel em solo não saturado, utilizando o modelo unidimensional de Philip (1957, 1969) e o coeficiente de permeabilidade não saturado. Para adequar a equação de Philip (1969), aos efeitos do espalhamento lateral da frente infiltrante, foi utilizada a equação seguinte, que corrige a porosidade do solo, levando em consideração a relação entre a largura da pluma (L_p) pela largura da caixa de infiltração (L_R):

$$(\theta_s - \theta_i) = \Delta\theta \frac{L_p}{L_R} \Delta\theta_{corrigido} \quad (5)$$

onde L_p (L) representa a largura da pluma, L_R (L) a largura da caixa de infiltração e $(\theta_s - \theta_i)$ o déficit de umidade volumétrica, considerada como porosidade.

Diante da importância deste tipo de estudo, em prol da preservação dos recursos naturais, este trabalho visa, seguindo a mesma linha dos pesquisadores acima citados, a contribuir no estudo comparativo experimental dos fluxos bidimensionais de diesel e de água em um solo areno siltoso da Formação Barreiras, compactado e não saturado, além de avaliar a viabilidade dos modelos unidimensionais mais conhecidos para descrever o comportamento ensaiado.

Quadro 2 - Experimentos de Fluxo de LNAPL, modificado de Oostrom *et al.* 2007.

Referência	Material canal dimensões (cm) (L x H x W)	Tipo de solo	NAPL	Técnica de disposição do fluido	Técnica de medida da frente
Schwillé, 1967	Vidro 105 x 105 x 15	Areia	Óleo Combustível	Carga variável 3 litros de óleo	F
van Geel e Sykes, 1994	Vidro e alumínio 150 x 120 x 6	Areia média com saturação variada	n-heptano	Carga constante no centro do canal, 2 cm	I, P
Catalan e Dullien, 1995	Vidro e aço inox 69 x 120 x 1,27	Areia d50=0,22mm	Soltrol 110	Carga distribuída variável	F
Oliveira, 1995	Vidro e aço inox 15 x 15 x 68,6	Areia seca	n-hexanol, etileno glicol, 4- cloro tolueno	Carga constante	RG
Chevalier <i>et al.</i> , 1998	Vidro, polimetacrilato de metila e aço. 100 x 100 x 5	Areia média e grossa (40 mesh)= (<0,42mm)	Gasolina	Taxa constante 30ml/min	F
McDowell e Powers, 2003	Vidro e aço inox 112 x 68 x 3	Quartzo (d50=0,035mm)	Gasolina	Taxa constante 35 ml/min	F, I
Wipfler <i>et al.</i> , 2004	Polimetacrilato de metila 40 x 40 x 2,5	Areia fina 0,7- 1,2mm e Areia grossa 1,0- 1,8mm	Combustível de aviação A-1 tingido com Sudão IV	Taxa de infiltração constante 1,875ml/min	F
Kechavarzi <i>et al.</i> , 2005	Vidro e polimetacrilato de metila 180 x 120 x 8	Areia fina e uniforme d50=0,14mm	Soltrol 220	Carga constante no centro do tanque 1,8 kPa	I, P
Oostrom <i>et al.</i> , 2006	Vidro 102 x 75 x 5,5	Areia Siltosa (40/50)	Óleo de Banha	-	F, I
Sousa, 2012	Vidro e aço inox 200 x 120 x 15	Areia média fina seca d50 aprox. 0,27mm	Óleo Diesel	Carga variável no centro do canal	I, P
Kererat <i>et al.</i> , 2013	87,6 x 37 x 35,5	Areia fina (d50=0,15mm)	Parafina Líquida	Carga constante no centro do canal	I, P

L: Comprimento; H: Altura; W: Largura; F: Acompanhamento de fluxo; I: Registro de imagens; P: Transdutores de Pressão; RG: Escaneamento com raio gama.

2 - DESENVOLVIMENTO EXPERIMENTAL E RESULTADOS

2.1 - Caracterização dos líquidos

Os líquidos utilizados na pesquisa foram água da rede de abastecimento municipal e óleo diesel S10, adquirido em posto de combustível BR da cidade de Salvador, Ba, Brasil.

As propriedades destes fluidos (pressão de vapor, massa específica, viscosidade, tensão superficial e tensão interfacial) foram mensuradas, em triplicatas, a diferentes temperaturas (*T*). Os dados obtidos foram ajustados empregando-se o modelo exponencial ($y=Ae^{BT}$), para o caso da viscosidade e pressão de vapor, e o modelo polinomial de grau dois ($y=AT^2+BT+C$), para as demais propriedades. Os parâmetros decorrentes dos ajustes são apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 - Propriedades dos fluidos utilizados.

Fluído	Propriedades	Parâmetro da equação de ajuste				Propriedade calculada à 20°C
		A	B	C	R ²	
Água	Massa específica (g.cm ⁻³)	7,85714	-0,0049	1,76054	0,92	0,829
	Tensão Superficial (mN.m ⁻¹)	-0,00169	0,9224	-54,4395	0,79	71,175
	Viscosidade (cP)	179,96	-0,0175	-	0,97	1,07
	Pressão de Vapor (kPa)	1,68x10 ⁻¹⁸	0,13664	-	0,82	1,70*
Diesel	Massa específica (g.cm ⁻³)	3,57x10 ⁻⁶	-0,0027	1,30367	0,99	0,997
	Tensão Superficial (mN.m ⁻¹)	-0,00011	-0,0092	38,5035	0,96	26,48
	Viscosidade (cP)	12444,74	-0,02528	-	0,99	7,43
	Pressão de Vapor (kPa)	2,44x10 ⁻¹³	0,0984	-	0,86	2,20*
Água-Diesel	Tensão interfacial (mN.m ⁻¹)	-0,00664	3,7975	532,062	0,97	10,30

*30°C

As viscosidades foram medidas por um viscosímetro rotativo (Modelo DV2T, Brookfield, USA) acoplado a um Banho Térmico (Modelo TC-550, Brookfield, USA). As leituras de pressão de vapor foram realizadas através de um analisador de vapor (Modelo ASTM D323, LACTEA Científica, Brasil), enquanto os dados de tensão superficial e interfacial foram medidos por tensiômetro com anel Du Nouy (Modelo Easy Dyne, Kruss, Alemanha).

Os resultados de tensão superficial, de viscosidade e de massa específica, obtidos tanto para água como para o diesel, e os da tensão interfacial água-diesel mostram uma tendência de decréscimo com o aumento da temperatura, comportamento similar aos de Vargafikt *et. al.*, (1983). Por outro lado, os dados de pressão de vapor mostram crescimento com o aumento da temperatura, comportamento esperado diante do aumento da agitação molecular, conforme relatado por Perry e Chilton (1973) para água destilada.

2.2 - Caracterização do solo

Para realização dos ensaios de fluxo foi utilizado solo sedimentar da Formação Barreiras, no estado deformado, oriundo da área do bota fora do Aterro Sanitário Metropolitano Centro - ASMC, em Salvador-Ba, Brasil.

Quatro amostras de 20 kg do solo coletado foram submetidas à ensaios de caracterização geotécnica e de compactação, seguindo a padronização da ABNT (NBR 6457-1986, NBR 6508-

1984, NBR 7181-1984, NBR 6459-1984, NBR 7180-1984 e NBR 7182-1986). O Quadro 4 apresenta a média dos resultados obtidos.

Quadro 4 – Caracterização geotécnica do solo.

Parâmetro	Ensaio de Granulometria			Massa específica dos grãos (g.cm ⁻³)	Compactação: EPN		IP (%)
	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)		W _{ót} (%)	ρ _{dmáx} (g.cm ⁻³)	
X	82	6	12	2,657	11,50	1,818	NP
σ	1,12	0	1,12	0,004	0,13	0,024	
CV	0,01	0	0,09	0,158	1,14	1,333	

X: Média; σ: Desvio padrão; CV: Coeficiente de Variação; EPN: Energia do Proctor Normal; IP: Índice de Plasticidade.

O solo estudado foi classificado, de acordo com a USCS (*Unified Soil Classification System*), como SM (areia siltosa), por apresentar cerca de 80% de areia, 20% de finos (silte e argila) e ausência de plasticidade (NP). Essa formação apresenta solos com composição que varia de materiais não plásticos até plásticos de média atividade.

A caracterização mineralógica do solo foi realizada em um difratômetro de raio-X, (D2 Phaser, Bruker, USA) com tubo de cobre ($\lambda=1,5418\text{\AA}$), velocidade de 2°/min, rotação de 15°/min, potência de 30KV e corrente de 10mA. Amostras de solo trituradas, passadas na peneira #200 e secas à 100°C, foram compactadas no amostrador do equipamento e submetidas a análise. O difratograma obtido foi analisado, com base nos elementos presentes em maior concentração, usando banco de dados *Crystallography Open Database* do *software* DifracEVA da Bruker. Os picos de difração mostram a presença de quartzo, muscovita e caulinita (argilo-mineral bilaminar de baixa plasticidade) indicando ser o solo inativo. A análise mineralógica também mostrou a presença de 50,6% de material no estado cristalino e 49,4% no estado amorfo.

O Quadro 5 apresenta resultados da composição química do solo estudado. O baixo teor de matéria orgânica (MO), 1,44%, com coeficiente de variação de 19%, foi obtido por calcinação, ensaiando nove amostras com cerca de 40 gramas, em forno mufla a 600°C por duas horas, após secagem em estufa a 70°C.

Quadro 5 - Caracterização química do solo

Metodologia	Parâmetro/Dimensão	Valor	Parâmetro/Dimensão	Valor
FRX	Si (ppm)	196320	Ti (ppm)	4758
	Al (ppm)	71249	Cl (ppm)	9302
	Mg (ppm)	25591	Ca (ppm)	937
	Fe (ppm)	8417	Zr (ppm)	207
Mehlich 1	pH	6,03	CTC (cmolc.dm ⁻³)	2,12
	Na (mg.dm ⁻³)	10,7	V(%)	76,90
	K (mg.dm ⁻³)	11,0	SB (cmolc.dm ⁻³)	1,63
Gravimetria	MO	1,44	PST (%)	2,22

V: Índice de saturação de bases; SB: Soma de Bases trocáveis; CTC: Capacidade de troca catiônica; PST: Percentual de sódio trocável; MO: Matéria Orgânica.

O ensaio de FRX foi realizado em amostras, com cerca de 30 gramas, secas à 100°C por 24 horas, em analisador de Fluorescência de Raio X portátil (X-MET 7500, Oxford Instruments,

USA), pelo método de análise Soil LE FP, por 15 segundos. Os resultados mostram a presença dos elementos silício, alumínio, magnésio em maior teor, em concordância com os resultados de DRX que indicam a presença de quartzo, muscovita e caulinita. A capacidade de troca catiônica (CTC) obtida foi de 2,12 cmolc.dm⁻³, valor situado na faixa de 1 a 5 cmolc.dm⁻³ e característico de solos com elevado percentual de areia e baixa capacidade de retenção de umidade, conforme reportado em Sousa (2012). O pH obtido foi de 6,0, indicativo de solo levemente ácido e coerente com o valor de 1,63 cmolc.dm⁻³ encontrado para SB.

2.3 - Propriedades Hidráulicas do solo

2.3.1 - Curvas de Retenção

As curvas de retenção de água e de diesel foram obtidas usando amostras de 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro talhadas do solo compactado na condição de umidade gravimétrica de 5% e massa específica seca de 1,818 g.cm⁻³ (ver Quadro 4), aceitando corpos de prova com grau de compactação, GC > 96% e desvio de umidade de $\pm 0,5\%$.

A curva de retenção de água foi obtida empregando-se as técnicas de papel filtro, funil de Haines e câmara de pressão, enquanto a do diesel foi obtida utilizando as duas últimas técnicas, pelo fato de o papel filtro não possuir curva de calibração para o diesel.

O método do papel filtro com contato foi utilizado na determinação da sucção mátrica da água. As amostras foram umedecidas com conteúdo de água variável de modo a atingirem graus de saturação entre 10 e 90%. Cada amostra foi colocada em contato com papel de filtro *Whatman* n° 42 e colocada em recipiente plástico vedado, acondicionado em caixa de isopor, em sala climatizada. Após o tempo de estabilização (cerca de um mês), as umidades da amostra e do papel foram determinadas e usando as equações de Chandler calculou-se a sucção do papel, que é considerada a mesma do solo:

$$\psi = 10^{(6,05 - 2,48 \log \omega_p)} \quad (6)$$

$$\psi = 10^{(4,84 - 0,0622 \omega_p)} \quad (7)$$

sendo: ψ a sucção (kPa) e ω_p a umidade gravimétrica do papel (%).

A equação 6 é utilizada para umidades maiores que 47% e a equação 7 para umidades menores. De posse dos resultados de umidade de cada amostra e do valor de sucção foi efetuada a montagem da curva de retenção de água na faixa de sucção de 1 a 10.000 kPa.

O método da câmara de pressão utilizado foi o adaptado por Machado e Dourado (2001), que consiste num sistema de câmaras e medidores de pressão e de volume ligados a um programa de aquisição de dados, que monitora os valores de pressão de ar na entrada e de água na saída da câmara, e o volume do fluido drenado. Para realização do ensaio, a amostra, acondicionada em anel metálico, foi colocada sobre o disco cerâmico da câmara e saturada com o fluido de interesse (água ou diesel). Após fechamento da câmara, e aplicação de uma pressão de ar de 600kPa esperou-se a estabilização da pressão no líquido (inicialmente igual a pressão de ar) e fez-se a retirada de uma alíquota do mesmo. Repetindo este procedimento, várias alíquotas foram coletadas após sucessivos estágios de equilíbrio da pressão do líquido na base da câmara, que possibilitaram a obtenção de diferentes valores de sucção. Ao término do ensaio, visando à determinação do teor remanescente de líquido, a câmara foi descomprimida e a amostra do solo foi retirada, pesada e submetida a secagem. No caso do ensaio realizado com água, a amostra foi seca em estufa à 100°C por 24 horas, enquanto que para o solo com diesel a amostra foi calcinada em forno mufla à 600°C, por duas horas. Devido a perda da matéria orgânica do solo, que ocorre durante a calcinação, os valores encontrados para o diesel foram corrigidos utilizando o conteúdo de material volátil

presente em amostras de solo secas a 60°C. De posse destes resultados efetuou-se a montagem da curva de retenção de cada fluido no intervalo de 1 a 200 kPa. Os valores de umidade dos estágios anteriores foram calculados utilizando a umidade final e os valores das alíquotas de líquido retiradas em cada estágio.

As medidas de sucção dos pontos iniciais da curva de retenção de água e de diesel foram realizadas utilizando-se funil de Haines. Para coleta dos dados, as amostras saturadas eram submetidas a diferentes valores de sucção, a partir da variação do desnível da saída de líquido em relação ao nível da pedra porosa, cujo valor máximo admitido foi o de 300 cm, que corresponde a sucção 30 kPa, aplicada ao final do ensaio. A cada nova altura, após total drenagem, a amostra era pesada para determinação do teor de líquido retirado. Após o último estágio de drenagem a amostra foi retirada, pesada e submetida a secagem, seguindo o procedimento descrito anteriormente, para determinação da umidade final.

As Figuras 2a e 2b apresentam as curvas de retenção de água e de diesel ajustadas com o uso da equação seguinte, proposta por Carducci *et al* (2011), um modelo bimodal desenvolvido a partir do modelo de van Genuchten (1980):

$$w = w_{res} + \frac{w_{pmp} - w_{res}}{\left(1 + (\alpha_{tex} \psi)^{n_{tex}}\right)^{m_{tex}}} + \frac{w_{sat} - w_{pmp}}{\left(1 + (\alpha_{est} \psi)^{n_{est}}\right)^{m_{est}}} \quad (8)$$

onde: w é a umidade gravimétrica (%), w_{res} é a umidade gravimétrica residual (%), w_{sat} é a umidade gravimétrica de saturação (%), w_{pmp} corresponde a umidade no ponto de murcha, α_{tex} e α_{est} são os parâmetros de ajuste correspondentes às inclinações das curvas nos dois trechos, n_{est} e m_{tex} são correlacionados como $m = 1 - 1/n$, para ambos os segmentos de curva.

A predominância da característica arenosa do solo no transporte de fluidos pode ser notada no acentuado decréscimo de umidade apresentado pelas curvas obtidas após o valor de entrada de ar. Ambas as curvas apresentaram formato bimodal, característico de solos com distribuição irregular de poros (o patamar horizontal da curva de retenção é indicativo da ausência de poros para aquele intervalo de sucção). As curvas de retenção tanto para a água como para o diesel mostraram baixa capacidade de retenção. Para a água, a pressão de entrada de ar é de cerca de 2 kPa para a primeira faixa de poros (macroporos) e 700 kPa para a segunda faixa de poros (microporos), já para o diesel é de cerca de 1kPa para a faixa dos macros e a faixa exata de entrada de ar dos microporos não pôde ser determinada, devido às limitações dos métodos empregados (impossibilidade de uso do papel filtro). Nota-se um bom ajuste da equação 8 com os dados experimentais sendo os coeficientes determinação em torno de 0,9, como mostra o Quadro 6.

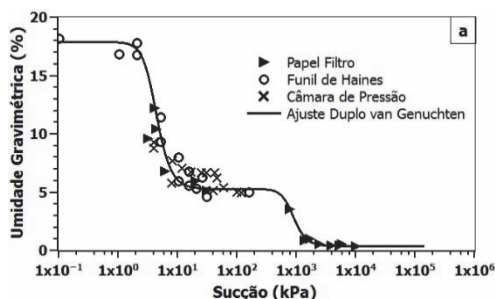


Fig. 2a - Curva de retenção de água;

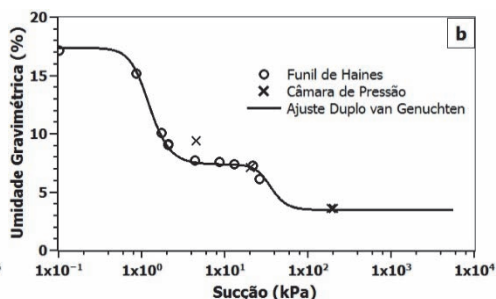


Fig. 2b - Curva de retenção de diesel.

Quadro 6 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção à água e ao diesel.

Fluidos	α_{tex} kPa ⁻¹	n_{tex}	m_{tex}	α_{tex} kPa ⁻¹	n_{est}	m_{est}	w_{res} (%)	w_{pmp} (%)	w_{sat} (%)	R ²
Água	0,25	4,0	0,75	0,0012	4,50	0,78	0,40	13,0	17,90	0,898
Diesel	0,90	4,0	0,75	0,0300	5,00	0,80	3,50	13,5	17,40	0,959

2.3.2 – Ensaio de Permeabilidade

Corpos de prova com aproximadamente 10 cm de diâmetro e 12 cm de altura foram compactados nas condições de umidade de 5% e massa específica seca de 1,62 g.cm⁻³ (valor estabelecido a partir da compactação no canal), em permeâmetros de parede rígida, ranhurados e ensaiados pelo método de carga variável (ABNT NBR 14545-2000). As amostras foram, inicialmente, submetidas a percolação de cerca de 300 cm³ de líquido (água ou diesel), calculado a partir do volume de poros do solo e observando a constância do fluxo na saída do corpo de prova e, em seguida, fez-se as leituras de volume percolado, tempo, temperatura e carga hidráulica. Empregando a lei de Darcy, os coeficientes de permeabilidade foram calculados e corrigidos para a temperatura de 20°C, conforme apresentado no Quadro 7.

Quadro 7 - Permeabilidade à água e ao diesel – Ensaios realizados nas condições do canal.

Fluido	Dados dos corpos de prova				Coeficiente de permeabilidade		
	ρ_d (g.cm ⁻³)	e	w (%)	k à 20°C (cm.s ⁻¹)	Média (cm.s ⁻¹)	Desvio padrão (cm.s ⁻¹)	Coeficiente de variação (%)
Água	1,619	0,641	5,02	3,51x10 ⁻³	2,89x10 ⁻³	5,49x10 ⁻⁴	19,04
	1,617	0,643	5,03	2,79x10 ⁻³			
	1,617	0,643	5,04	2,19x10 ⁻³			
	1,619	0,641	5,04	3,05x10 ⁻³			
Diesel	1,619	0,641	5,04	1,65x10 ⁻³	1,78x10 ⁻³	2,01x10 ⁻⁴	11,32
	1,618	0,642	5,04	1,80x10 ⁻³			
	1,619	0,641	5,04	1,61x10 ⁻³			
	1,618	0,642	5,04	2,05x10 ⁻³			

Obteve-se um coeficiente de permeabilidade médio à água de 2,89x10⁻³cm.s⁻¹, com coeficiente de variação (CV) de 19% e para o diesel obteve-se permeabilidade efetiva de 1,78x10⁻³cm.s⁻¹, com CV de 11%. A permeabilidade à água foi 1,6 vezes superior à permeabilidade ao diesel. Esta diferença pode ser atribuída a maior viscosidade do diesel bem como a possível existência de filmes de água na superfície das partículas (amostras moldadas com 5% de umidade), interferindo na maior ou menor facilidade com o que o diesel percola pelo solo.

2.4 - Preparação e calibração da instrumentação

Para realização dos experimentos de infiltração foi usado um canal de fluxo instrumentalizado, tensiômetros hidrofóbicos e hidrofílicos e um sistema de aplicação de fluido. Adotando o procedimento de Sousa (2012), o processo de calibração dos tensiômetros (visto na Figura 3) consistiu na saturação das capas com pontas porosas em câmara de vácuo através do gotejamento de água deaerada ou diesel até a total extinção das bolhas de ar no sistema, de forma a minimizar o risco de cavitação dos tensiômetros durante as leituras.



Fig. 3a - Ponta porosa encaixada no corpo do tensiômetro; **3b** – Câmara de pressão com os tensiômetros; **3c** -Calibração dos tensiômetros (Sousa, 2012).

Os tensiômetros foram montados unindo-se, lentamente, as capas de ponta porosa aos transdutores de pressão (Figura 3a). Em seguida, utilizando-se uma coluna do fluido escolhido realizou-se a calibração dos tensiômetros, através da aplicação de sucessivos valores de sucção e pressão (Figura 3c). O tempo de resposta dos tensiômetros, encaixados em câmara de pressão (Figura 3b), foram avaliados conjuntamente, através da aplicação de pressão e de sucção seguido de registro no sistema de aquisição de dados HISCADA.

Para realização dos ensaios de infiltração no canal instrumentalizado foi utilizado um sistema de alimentação de líquido constituído de reservatório de Mariotte, caixa de infiltração e recipiente de suprimento do reservatório. O reservatório de Mariotte, feito em PVC, tem 30 cm de diâmetro e 40 cm de altura, e apresenta base e topo em aço inox, com conexões para entrada e saída de líquido, e regulador da carga hidráulica na caixa de infiltração, que para o experimento foi de 2 cm. A caixa de infiltração feita em aço inox, com dimensões de 20 x 14,4 x 8 cm, apresenta base biselada para permitir cravação no solo compactado e uma mangueira que faz a transferência do fluido do reservatório de Mariotte (Figura 4).

O canal de fluxo usado possui dimensões de 200 cm x 120 cm x 15 cm (comprimento, altura e largura, respectivamente). A parte frontal e as laterais do canal possuem paredes em vidro temperado (espessura de 10 mm), reforços metálicos e escala de medição. A parte traseira é em aço inoxidável com aberturas para acoplamento de tensiômetros e retirada de amostras de solo (Figura 5). As paredes internas foram revestidas com uma camada de areia fina fixada às paredes do canal com o uso de resina epóxi de forma a promover molhabilidade semelhante à do solo com os fluidos empregados e evitar o aparecimento de fluxo preferencial. Nas laterais do canal foram instalados permeâmetros Guelph, usados no final do ensaio para simular o lençol freático constante.

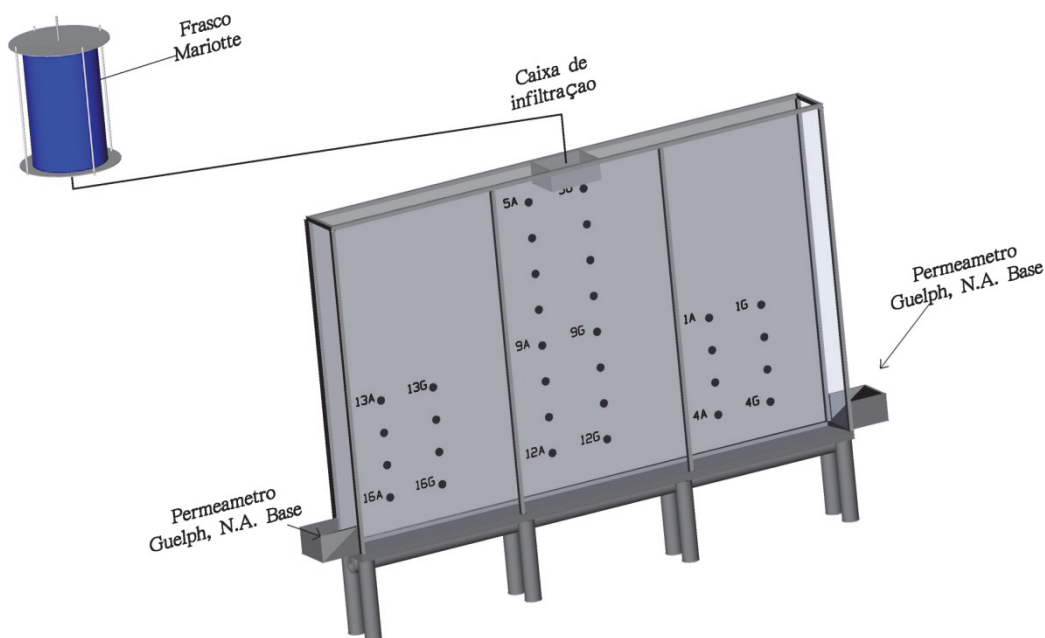


Fig. 4 - Esquema de realização do ensaio de infiltração.

2.5 - Ensaios de fluxo bidimensional

2.5.1 - Compactação do solo

O canal de fluxo foi preenchido em camadas, com alíquotas de 4,8 kg de solo, na umidade de 5%. Para atingir a massa específica seca desejada ($1,82 \text{ g.cm}^{-3}$) cada camada foi comprimida com um soquete de 4 kg até atingir a altura de 8 mm.

Após a realização dos ensaios de infiltração, foram coletadas amostras utilizando-se anéis de Kopeck (ver Figura 5c) e amostradores cilíndricos (comprimento de 15 cm e diâmetro interno de $\frac{1}{4}$ de polegada) (Figura 5b), para conferência da massa específica seca e da umidade de compactação, respectivamente. As amostras destinadas à obtenção da umidade de compactação foram retiradas de regiões laterais, onde os tensiômetros não indicaram mudança de sucção durante os ensaios.

As Figuras 6a e 6b apresentam resultados de massa específica seca em diferentes pontos do canal para os ensaios de infiltração de água e do diesel, respectivamente. O Quadro 8 apresenta os índices físicos obtidos em cada ensaio.

As Figuras 6a e 6b mostram que as massas específicas secas médias do solo nos dois ensaios foram similares, com valores de $1,617 \text{ g.cm}^{-3}$ para o ensaio com diesel e de $1,613 \text{ g.cm}^{-3}$ para o ensaio com água, correspondendo a cerca de 89% da massa específica seca máxima do solo estudado (ensaio de compactação, energia do Proctor Normal). Acredita-se que o valor de grau de compactação abaixo do especificado tenha ocorrido devido às deformações das paredes laterais do canal durante a compactação, as quais tendem a aumentar o volume de solo compactado, reduzindo assim a energia de compactação e os valores de densidade seca.



Fig. 5a - Fundo do canal de fluxo com tensiômetros instalados; **5b** - Amostragem após ensaio para determinação da umidade nos pontos de localização dos tensiômetros; **5c** - Amostragem após ensaio para conferência do grau de compactação.

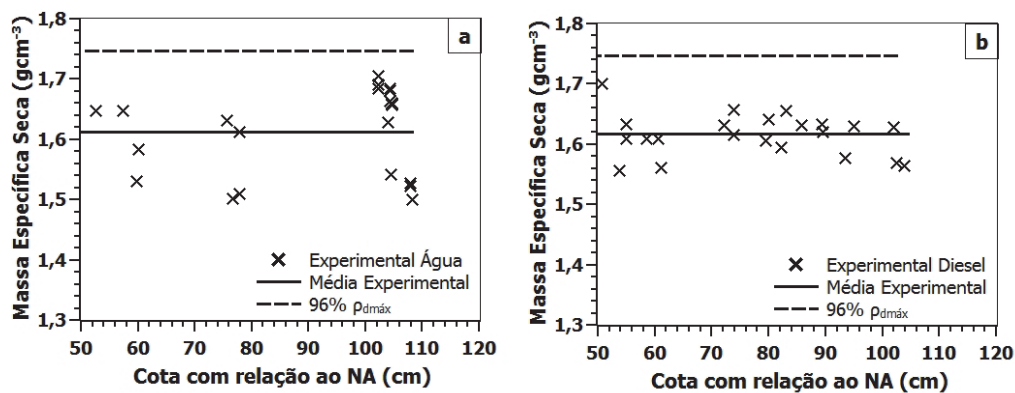


Fig. 6a- Massa específica seca- Ensaio de infiltração bidimensional de água. – **6b** Ensaio de infiltração bidimensional de diesel.

Quadro 8 - Índices físicos do solo compactado no canal instrumentalizado.

Fluido	Massa específica dos grãos (g.cm ⁻³)	Massa específica seca média (g.cm ⁻³)	Índice de vazios (-)	Porosidade (%)	Umidade (%)
Diesel	2,657	1,617	0,643	39,1	5,03
Água	2,657	1,613	0,648	39,3	5,75

2.5.2 - Ensaio de Infiltração Bidimensional com Diesel

Após a compactação do solo no canal, os tensiômetros hidrofóbicos e hidrofílicos, devidamente saturados com diesel e água, respectivamente, foram colocados em contato com o solo na sua parte posterior (Figura 5a). Nas laterais do canal foram instalados dois permeâmetros Guelph para simular o lençol freático, mantendo o nível constante em 5 cm da base do canal, com a liberação da água após a passagem da frente infiltrante pelo penúltimo tensiômetro (11G). Na parte central superior foi cravada a caixa de infiltração responsável por manter uma carga hidráulica de 2 cm na superfície do solo (Figura 4).

Após a instalação da instrumentação, o ensaio foi iniciado com o monitoramento do avanço da frente infiltrante, realizado por tensiometria (parte traseira) e por visualização e marcação das isócronas de avanço da frente de infiltração na parede de vidro do canal (parte frontal), que ao

Ensaio de Infiltração de Diesel

Escala em Centímetros

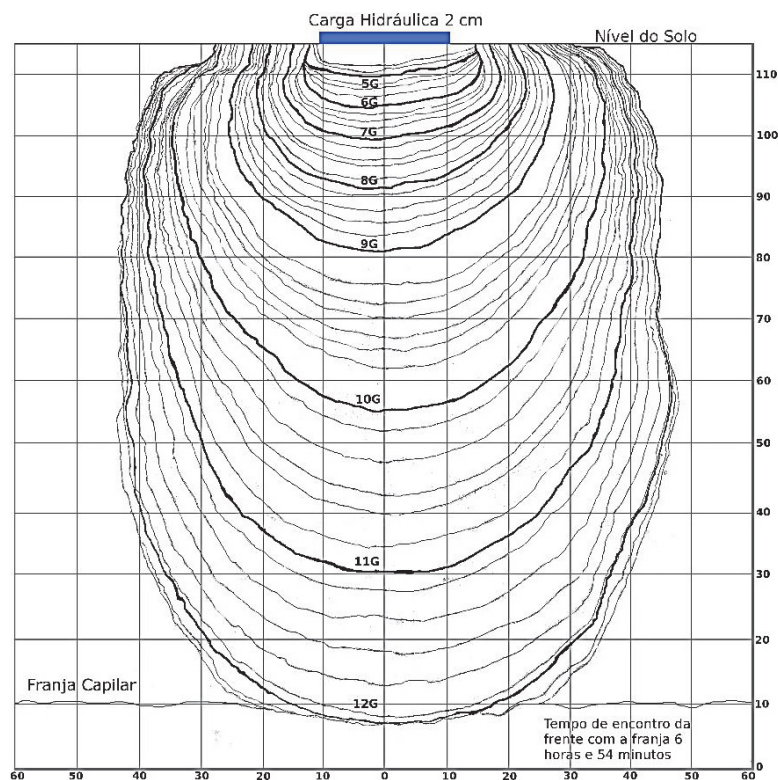


Fig. 7 – Isócronas de avanço do fluxo bidimensional de diesel.

final do ensaio foram decalcadas em papel vegetal. Durante o ensaio, que teve duração de 6h e 40min, as medidas de sucção foram monitoradas pelo sistema de aquisição de dados.

As isócronas de avanço da frente infiltrante de diesel traçadas na parede frontal do canal, do início do ensaio até o momento de encontro com a franja capilar, são mostradas na Figura 7. Pode-se notar um espalhamento horizontal e vertical uniforme, o que evidencia o eficiente procedimento de compactação. Por sua vez, o acentuado espalhamento lateral obtido é típico de processos de migração de fluidos orgânicos, como observado por Sharma e Mohamed (2003) e Sousa (2012) em experimentos de infiltração realizados em areia com óleo mineral e óleo diesel, respectivamente. Também se observa que o espalhamento máximo de diesel (cerca de 50 cm em relação ao centro do canal) ficou 32% acima do valor obtido por Sousa (2012) para o caso de ensaios realizados em areia de duna seca. Este comportamento resulta possivelmente, não somente do tipo do solo estudado (maiores valores de sucção), como também da presença de água nos poros (5% de umidade), forçando o diesel a espalhar-se lateralmente.

As Figuras 8a a 8d apresentam as leituras dos tensiômetros hidrofílicos (5A a 12A) e hidrofóbicos (5G a 12G) instalados na região posterior central do canal. Os tensiômetros de diesel responderam de forma esperada conforme a passagem da frente infiltrante, apesar do tensiômetro 10G apresentar uma pequena oscilação no momento da resposta, possivelmente por problemas de saturação.

Embora todo solo tenha uma umidade média em torno de 5%, nota-se através das respostas dos tensiômetros hidrofílicos (Figuras 8a e 8c) que a sucção inicial do solo não foi a mesma em todas as posições, possivelmente devido ao solo apresentar curva de retenção com característica bimodal. A sucção inicial do solo à água variou de 39 kPa a 4 kPa com média de 22 kPa.

Comparando-se as Figuras 8a e 8c nota-se que os tensiômetros com água, no momento da passagem da frente de diesel mantiveram-se inalterados, conforme o esperado. As alterações

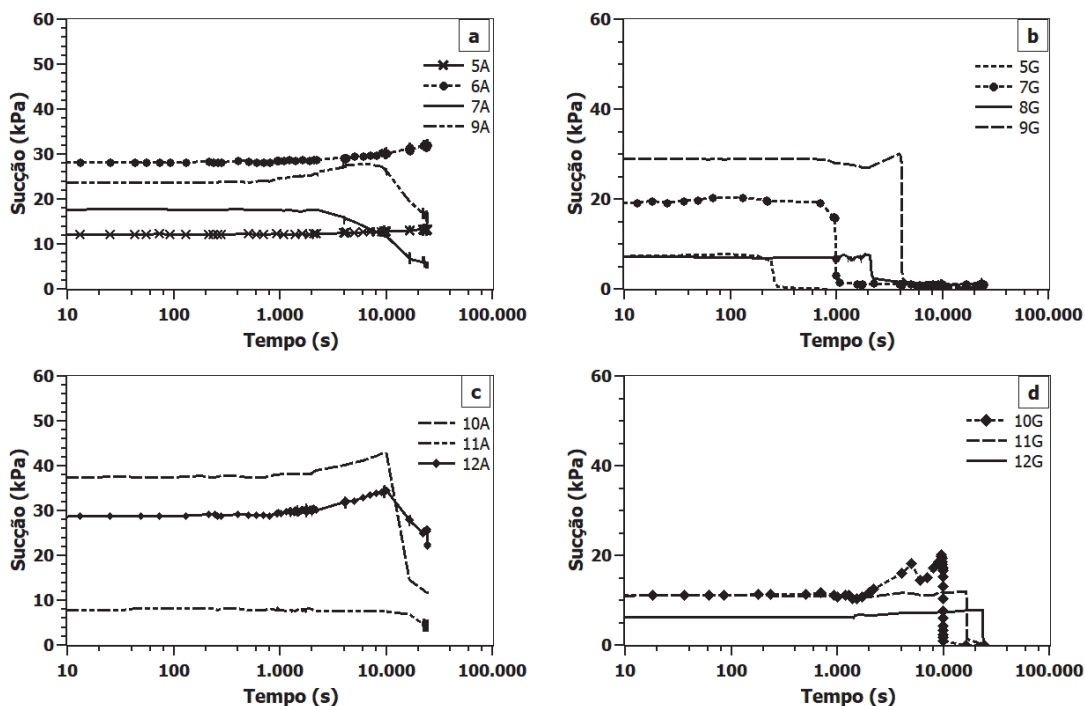


Fig. 8 - Resposta dos tensiômetros no ensaio de infiltração do diesel (a e c) - Tensiômetros com água; (b e d) - Tensiômetros com diesel

verificadas ao final do ensaio nos tensiômetros 10A, 11A e 12A devem-se à redução da sucção à água diante da chegada da franja capilar, em ascensão desde o momento em que a água foi liberada na base do canal pelos permeâmetros Guelph. Já as alterações verificadas nos tensiômetros 7A e 9A podem não estar associadas ao fluxo, possivelmente devem se tratar de falhas nos instrumentos ao final do ensaio.

2.5.3 - Ensaio de Infiltração Bidimensional de Água

O ensaio de infiltração de água procedeu-se de forma similar ao ensaio de infiltração de diesel (item 2.5.2), todavia neste ensaio foram utilizados apenas tensiômetros hidrofílicos (um total de 13), instalados após a compactação do solo, executada em 15 dias.

O experimento de avanço da frente infiltrante de água teve duração de 2h e 53 min e a abertura da água para simular o lençol freático ocorreu às 2h e 34 min após o início do ensaio. Como o solo ensaiado apresentava um teor de umidade inicial de 5%, o baixo contraste da frente infiltrante de água dificultou o traçado das isócronas de avanço da frente infiltrante, cuja visualização só foi possível com o auxílio de iluminação direta.

Foram desenhadas 30 isócronas até o encontro da frente infiltrante de água com a franja capilar. Como mostra a Figura 9, o espalhamento da frente infiltrante foi simétrico e atingiu o valor máximo de 51 cm em relação ao centro do canal, que corresponde ao instante de encontro da frente infiltrante com a franja capilar (2 h e 53 min).

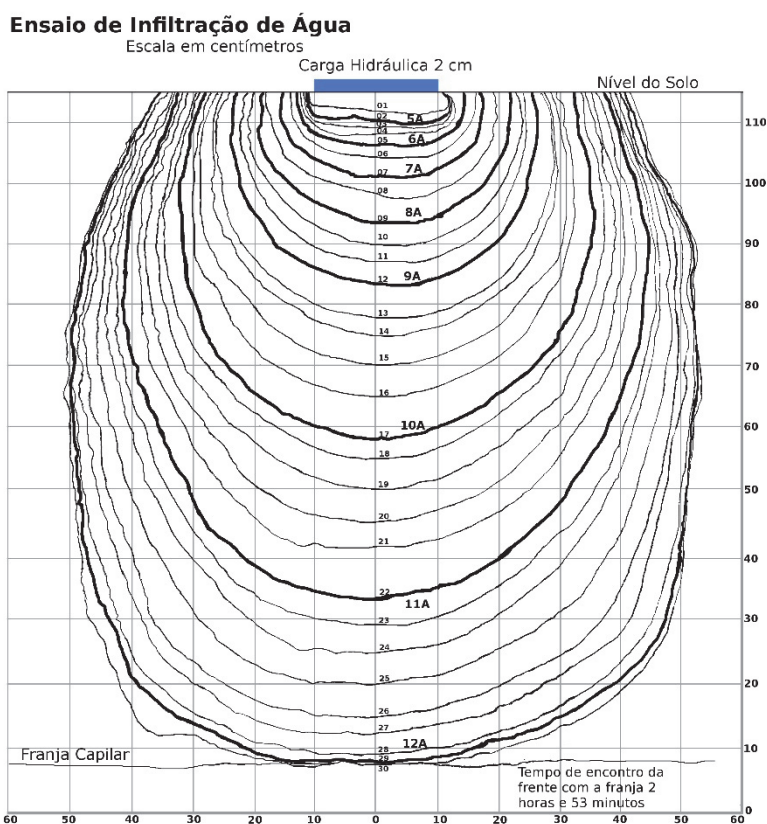


Fig. 9 - Isócronas de avanço do fluxo bidimensional de água.

A Figura 10 apresenta as respostas dos tensiômetros utilizados no ensaio de infiltração de água, onde se observa que eles responderam conforme esperado, apresentando decréscimo no valor de sucção com a passagem da frente infiltrante por sua posição. O tensiômetro 12A, não foi capaz de detectar a passagem da frente infiltrante, possivelmente por falha do instrumento, assim, o avanço da frente infiltrante no final do ensaio foi estabelecido por análise visual na parte frontal do canal.

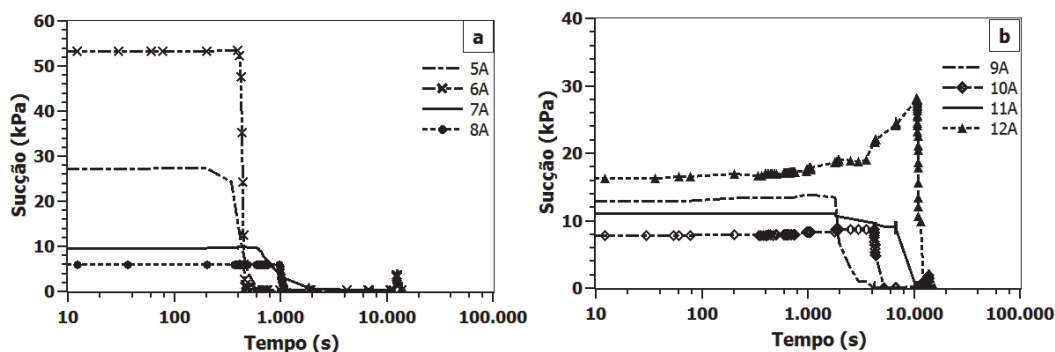


Fig. 10- Resposta dos tensiômetros no ensaio de infiltração de água, **(a)** instalados do meio para topo; **(b)** - Resposta do meio para a base do canal.

O sistema de tensiometria mostrou-se eficiente para detecção das frentes infiltrantes de diesel e de água nos experimentos realizados. Como já reportado por outros autores (van Geel e Sykes, 1994 e Sousa, 2012), a junção das técnicas de tensiometria e análise visual possibilitam um adequado monitoramento da passagem das frentes infiltrantes.

Para efeito de comparação, apresentam-se na Figura 11 algumas isócronas obtidas nos ensaios de fluxo de água e de diesel, evidenciando o espalhamento lateral em ambos os ensaios.

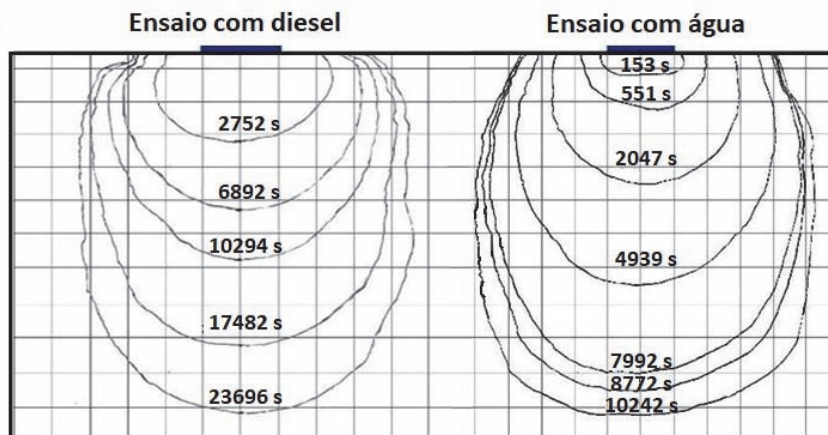


Fig. 11. Comparação das frentes infiltrantes nos ensaios de água e de diesel.

As frentes infiltrantes de água e diesel mostradas na Figura 11 foram obtidas neste trabalho, nos experimentos do canal de fluxo bidimensional preenchido com solo areno siltoso (com 20% de finos e a presença de caulinita, argilomineral bilaminar de baixa plasticidade, indicando um solo inativo). Essas frentes podem ser comparadas com as isócronas do trabalho de Sousa (2012), para os mesmos líquidos (água e diesel), obtidas no mesmo canal de fluxo preenchido com uma areia

de duna. O Quadro 9 apresenta resultados obtidos nos dois trabalhos, além de propriedades dos líquidos, para servir de comparação.

Quadro 9 – Resultados de ensaios de infiltração de diesel e de água obtidos neste trabalho e os publicados por Sousa, 2012 e Sousa *et al* (2019).

Solo/ Autor	Fluído	Parâmetros								
		k (cm.s ⁻¹)	t_{cheg} (s)	r (cm)	k_w/k_d (-)	t_d/t_w (-)	r_w/r_d (-)	M_d/M_w (-)	σ_w/σ_d (-)	$(M_d/\sigma_d)/(M_w/\sigma_w)$ (-)
Areia siltosa deste trabalho	Diesel	1,78x10 ⁻³	23696	35	1,62	2,31	1,51	5,8	2,68	2,16
	Água	2,89x10 ⁻³	10242	53						
Areia Sousa, 2012	Diesel	5,4x10 ⁻³	12842	23	4,81	5,5 à 7,3	0,54	5,5	2,68	2,05
	Água	2,6X10 ⁻²	1758	12,5						

r , distância radial do centro do canal à borda da isócrona; t_{cheg} , tempo de chegada da frente de infiltração ao lençol freático; $M=\rho/\mu$, mobilidade do fluido; σ , tensão superficial.

Enquanto (k_w/k_d) obtido na areia siltosa tem valor (1,62), para a areia de duna o valor é (4,81). Quanto à razão (t_d/t_w) dos tempo de chegada, na areia siltosa é (2,31) e na areia de duna é (5,5-7,3). Observa-se que na areia de duna estas razões se aproximam da razão das mobilidades dos líquidos (5,5) ou seja, a mobilidade do líquido, sozinha, responde pelas diferenças do fluxo da água em relação ao diesel na areia de duna.

O trabalho de Oliveira (2001) investigando a permeabilidade de meios porosos constituídos de frações de areia e argilominerais (bentonita e caulinita), também para água e diesel (entre outros líquidos), comprovou que na areia com teor de caulinita de 10%, a razão entre os tempos de chegada do diesel e da água de (2,7), também não foi compatível com a razão entre as mobilidades dos fluidos (5,5), como verificado nos trabalhos em areia de Schwille (1967) e Sousa (2012). Por outro lado, a razão obtida em Oliveira (2001) é compatível com o valor encontrado neste trabalho (2,31), desde quando ambos os solos são constituídos de finos, com a presença da caulinita. Assim, se a presença de finos responde pelas diferenças do fluxo da água em relação ao diesel, tanto no trabalho de Oliveira (2001), quanto neste trabalho, então, tem-se que a mobilidade dos líquidos (ρ/μ) atua favoravelmente ao fluxo, enquanto a tensão superficial (propriedade do fluido presente na equação da capilaridade), atua retardando a descida vertical dos fluidos, devido ao espalhamento lateral. No Quadro 9 vê-se que a razão das propriedades dos líquidos ($\rho/\mu/\sigma$) que neste trabalho é (2,16), também é compatível com a razão dos tempos de chegada (t_d/t_w) que é (2,31).

Portanto, o comportamento das isócronas da água e do diesel são adequadamente explicadas pelo efeito conjunto da gravidade e do atrito na descida vertical dos líquidos, representado pela mobilidade (ρ/μ), e o espalhamento lateral pelo efeito da capilaridade, comandada pela tensão superficial (σ). Segundo o Quadro 9, no trabalho de Sousa (2012) a razão do espalhamento lateral (r_w/r_d) foi de (0,54), ou seja, o diesel espalhou quase o dobro, com relação à água, e no solo siltoso, o espalhamento se inverte, e a água se espalha por uma razão (1,51). Pela Figura 11, a distância radial da borda da pluma ao centro do canal é (53 cm) para a água, e (35 cm) para o diesel, para um tempo similar de chegada (cerca de 10200s). Assim sendo, a razão entre os tempos de chegada para o solo com finos está melhor relacionada à razão da mobilidade e tensão superficial dos líquidos, enquanto que nos solos granulares, a mobilidade sozinha é o fator preponderante.

2.6 – Simulação unidimensional do fluxo de água e do fluxo de diesel

Para simulação do avanço da frente infiltrante (L) de diesel e de água foram utilizadas equações de fluxo unidimensional, apresentadas no Quadro 1 (Green e Ampt, 1911; Philip, 1969;

Brutsaert, 1977) juntamente com a equação 5, proposta por Sousa (2012) para corrigir a distorção dos resultados obtidos com a equação de Philip (1969), devido ao espalhamento lateral. As Figuras 12 e 13 mostram os resultados das simulações da frente infiltrante para diesel e água, respectivamente e os parâmetros utilizados estão apresentados no Quadro 10.

Quadro 10 – Parâmetros utilizados nas simulações das frentes infiltrantes do diesel e da Água.

Fluido	Modelo	$\theta_s - \theta_i$ (-)	k (cm.s ⁻¹)	h_p (cm)	h_f (cm)	Sp (cm.s ^{-1/2})	β (-)
Diesel	Green e Ampt (1911)	0,31	1,78x10 ⁻³	2	137,2	-	-
	Brutsaert (1977)	0,31	1,78x10 ⁻³	2	137,2	0,1536	1
	Philip (1969)	0,31	1,78x10 ⁻³	2	137,2	-	-
	Philip (1969) Corrigido	1,38	1,78x10 ⁻³	2	137,2	-	-
Água	Green e Ampt (1911)	0,30	2,89x10 ⁻³	2	171,3	-	-
	Brutsaert (1977)	0,30	2,89x10 ⁻³	2	171,3	0,3005	1
	Philip (1969)	0,30	2,89x10 ⁻³	2	171,3	-	-
	Philip (1969) Corrigido	1,53	2,89x10 ⁻³	2	171,3	-	-

As Figuras 12 e 13 mostram que, independente do fluido infiltrante, as simulações com a equação de Brutsaert (1977) apresentam um considerável atraso no tempo de avanço da frente infiltrante com relação ao dado experimental (erro em torno de 60 % nos dois ensaios). Mas, com a equação de Philip (1969) a simulação mostra um elevado adiantamento em relação aos dados experimentais (130% para água e 170% para o diesel). Quanto à equação de Green e Ampt (1911), as simulações apresentaram erro de 12,5% para diesel e 30% para água. Por outro lado, inserindo-se a correção para a porosidade (decorrente do espalhamento lateral) segundo a proposta de Sousa (2012) e Sousa *et al* (2019), no modelo para o fluxo vertical de Philip (1969) as simulações se aproximam do resultado experimental, com similaridade até 8000 s para o ensaio com diesel. Uma justificativa para a falta de aderência entre as simulações e os dados experimentais resulta do fato dos modelos terem sido elaborados para descrever fluxo unidimensional, onde o efeito do espalhamento não ocorre. O modelo de Green Ampt (1911) é mais adequado para solos granulares com fluxo em carga constante, e o de Philip (1969) para solos com finos e frente difusa. Corrigindo-se o modelo de Philip (1969) para considerar o espalhamento lateral, a simulação melhora, resultando em erros da ordem de 10% (com retardo para o diesel e avanço para a água). Ou seja, como o solo tem finos, o modelo de Philip (1969) corrigido, resulta em melhor previsão.

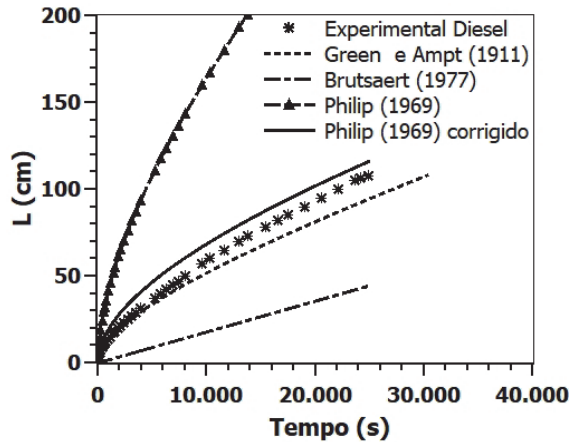


Fig. 12 –Avanço da frente infiltrante de diesel obtido experimentalmente e por simulação empregando modelos unidimensionais.

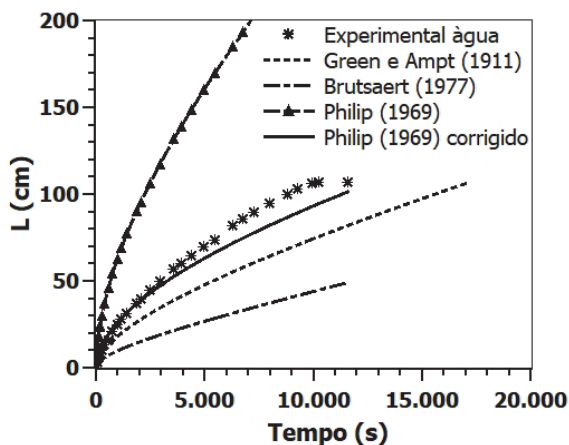


Fig. 13. Avanço da frente infiltrante de água obtido experimentalmente e por simulação empregando modelos unidimensionais.

3 - CONCLUSÕES

Os ensaios de fluxo bidimensional de água e diesel em solo areno siltoso compactado, com 5% de umidade, em canal instrumentalizado apresentaram migração uniforme nas direções horizontal e vertical do canal, com espalhamento simétrico das frentes infiltrantes, revelando um elevado grau de homogeneidade na compactação, também ratificado pelos valores de densidade seca obtidos em diferentes pontos do canal. As isócronas de avanço da frente infiltrante diferiram apenas no tempo de chegada em posições especificadas, devido à hidrodinâmica dos fluidos e aos seus coeficientes de permeabilidade. A razão entre o tempo de chegada das frentes infiltrantes do diesel e da água à franja capilar (t_d/t_w) foi de 2,3, compatível com a razão das propriedades dos líquidos ($\rho/\mu/\sigma$) que neste trabalho é (2,16). Portanto, o comportamento das isócronas de água e de diesel é adequadamente explicado pelo efeito conjunto da gravidade e do atrito na descida vertical dos líquidos, representado pela mobilidade (ρ/μ), e o espalhamento lateral pelo efeito da capilaridade, comandada pela tensão superficial (σ).

O emprego de modelos unidimensionais para simular o avanço da frente infiltrante bidimensional, independente do fluido percolante, conduziu a um considerável atraso no tempo de chegada da frente quando se aplica a equação de Brutsaert (1977), enquanto a equação de Philip (1969) proporcionou um elevado adiantamento. O uso do modelo de Green Ampt (1911) conduz a resultados próximos do experimental, mas o modelo de Philip (1969) corrigindo o espalhamento lateral, segundo a proposta de Sousa (2012), apresenta melhor aderência aos dados experimentais, com erro de cerca de -10% (retardo) para o ensaio de diesel e +10% (avanço) para o ensaio de água. Ou seja, como o solo tem finos, o modelo de Philip (1969) corrigido, resulta em melhor previsão.

6 - AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq e a Capes pelas bolsas e pelo fomento à pesquisa e ao Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFBA pelo suporte oferecido.

7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT: NBR 6457 (1986). *Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT: NBR 6459 (1984). *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT: NBR 6508 (1984). *Grãos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT: NBR 7180 (1984). *Solo: Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT: NBR 7181 (1984). *Solo – Análise granulométrica – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT: NBR 7182 (1986). *Solo – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT: NBR 14545 (2000). *Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável*. Rio de Janeiro, Brasil.
- Abriola, L. M.; Pinder, G. F (1985). *A multiphase approach to the modelling of porous media contamination by organic compounds: 1. Equation development*. Water Resources Research, v.21, nº1, pp.11-18.
- ASTM D323 (2006). *Standard Test Method for Vapour Pressure of Petroleum Products (Reid Method)*.
- Bacchi, O. O. S.; Reiechart, K.; Vila Nova, N. A. (1996). *Fractal scaling of particle and pore size distributions and relation to soil hydraulic conductivity*. Science Agricultural, v.53, nº.2, pp.356-361.
- Brooks, R.H.; Corey, A.T. (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Hydrology papers, n.3, 27f. Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- Brown, K. W.; Thomas, J. C. (1984). *Conductivity of three commercially available clays to petroleum products and organic solvents*. J. of Hazardous Waste, v.1, pp.545-553.
- Brutsaert, W. (1977). *Vertical infiltration in dry soil*. Water Resource Research, v.13, nº.2, pp.481-483.
- Budhu, M.; Giese JR., R. F.; Campbell, G.; Baumgrass, L. (1991). *The permeability of soils with organics fluids*. Canadian Geotechnical Journal, v.28, pp.140-147.
- Busby, R. D.; Lenhard, R. J.; Rolston, D. E. (1995). *An investigation of saturation capillary pressure relations in two-and-three fluid systems for several NAPLs in different porous media*. Ground Water, v.33, nº4, pp.570-578.
- Cardoso, L.S.P., Machado, S. L., Oliveira, I.B. (2011). *Determinação experimental da permeabilidade efetiva de fluidos imiscíveis em sistemas bifásicos*. VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados - Nsat 2011, Pirinópolis, Goiânia.
- Carducci, C. E.; Oliveira, G. C.; Severiano, E. C.; Zeviani, W. M. (2011). *Modelagem da curva de retenção de água de Latossolos utilizando a equação Duplo van Genuchten*. Revista Brasileira Ciência do Solo, v.35, pp. 77-86.
- Catalan, L.J.J.; Dullien, F.A.L. (1995). *Application of gravity drainage to the recovery of residual LNAPL in homogeneous and lensed sand packs*. Journal of Contaminant Hydrology, v.18, nº.4, pp.279-306.

- Chevalier, L. R.; Wallace, R. B.; Wiggert, D. C. (1998). *Impact of surfactant on configuration of petroleum hydrocarbon lens*. Journal of Soil Contamination, v.7, n°.3, pp.395-414.
- Conciani, W.; Herrmann, P. S.; Soares, M. M. (1996). *The time domain reflectometry to study matrix suction*. Proceedings of the first international conference on unsaturated soils. UNSAT'95. 6-8 September 1995, v.3.Paris, France.
- Delerue, J. F.; Perrier, E. (2002). *DXSoil, a library for 3D image analysis in soil science*. Computers & Geosciences, v.28, n°.9, pp.1041-1050.
- Fernandez, F.; Quigley, R.W. (1985). *Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons*. Canadian Geotechnical Journal, v.22, n°.2, pp.205-214.
- Feuerharmel, C; Gehling, W.Y.Y.; Bica, A.V.D.; Pereira, A. (2004) *Determinação das curvas características de solos coluvionais pelo uso combinado da placa de sucção e método do papel de filtro*. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v.1, pp.243-248, São Carlos.
- Ghildyal, B. P.; Tripathi, R. P. (1987). *Soil physics: Theory and Practice*. John Wiley & Sons, 656pp, New York.
- Green, W. H.; Ampt, G. A. (1911). *Studies on Soil Physics*. The Journal of Agricultural Science, v.4, n°.1, pp.1-24.
- Hettiaratchi, J. P. A. and Hrudef, S. E. (1987). *Influence of contaminant organic-water mixtures on shrinkage of impermeable clay soils with regard to hazardous waste landfill liners*. Hazardous Waste e Hazardous Materials, v.4, n° 4, pp.377-388.
- Kaluvarachi, J. J.; Parker, J. C. (1989). *An efficient finite element method for modelling multiphase flow*. Water Resources Research, v.25, n°.1, pp.43-54.
- Jury, W. A.; Gardner, W. R.; Gardner, W. H. (1991). *Soil Physics*. John Wiley & Sons, 328pp., New York, USA.
- Kamaruddin, S.A., Sulaiman, W.N.A., Rahman, N.A., Zakaria, M.P., Mustaffar, M. and Sa'ari, R. (2011). *A Review of Laboratory and Numerical Simulations of Hydrocarbons Migration in Subsurface Environments*. Journal of Environmental Science and Technology, v.4, n°.3, pp.191- 214.
- Kechavarzi, C.; Soga, K.; Illangasekare, T. H. (2005). *Two-dimensional laboratory simulation of LNAPL infiltration and redistribution in the vadose zone*. Journal of Contaminant Hydrology, v.76, n°.3-4, pp.211-233.
- Kererat, C; Sasanakul, I.; Soralump, S. (2013). *Centrifuge modelling of LNAPL infiltration in granular soil with containment*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.139, n°.6, pp.892-902.
- Kueper, B. H.; Abbott, W.; Farquhar, G. (1989). *Experimental observations of multiphase flow in heterogeneous porous media*. Journal of Contaminant Hydrology, v.5, n°.1, pp.83-95.
- Lenhard, R. J.; Parker, J. C. (1988). *Experimental validation of theory of extending two-phase saturation-pressure relations to three-fluid phase systems for monotonic drainage paths*. Water Resource Research, v.4, n°.3, pp.373-380.
- Libardi, P. L. (2005). *Dinâmica da água no solo*. Editora EDUSP - Universidade de São Paulo. 335pp., São Paulo.

- Machado, S. L.; Dourado, K. A. (2001). *Novas técnicas para obtenção da curva característica de sucção do solo*. 4º Simpósio de Brasileiro de Solos Não Saturados, v.1, pp.325-336, Porto Alegre.
- Mahler, C. F.; Oliveira L. C. D. (1998). *Measurement of matrix and total in situ suction of porous soils of São Paulo using the filter-paper method*. Proc. of the 2st nt. Conf. on Unsaturated Soils, pp.402-409.
- McDowell, C. J.; Powers, S. (2003). *Mechanisms affecting the infiltration and distribution of ethanol-blended gasoline in the vadose zone*. Environmental Science e Technology, v.37, n°.9, pp.1803-1810.
- Oliveira, I. B. (1995). *Infiltration of organic liquids in unsaturated sands: comparison of experimental measurements with scaled and unscaled analytical solutions*. 335f. Tese (Doctor Philosophy in Environmental Engineering), Universidad of Michigan. Ann Arbor, Michigan, USA.
- Oliveira, J. C. S. (2001). *Contaminação de sedimentos argilosos por combustíveis automotivos. Problema de avaliação da permeabilidade*. 102 f. Tese (Doutorado em Geologia) – Instituto de Geociências, Universidade Federal da Bahia (UFBA), Salvador.
- Oliveira, O. M.; Marinho, F. A. M. (2004). *Aspectos da curva de retenção de água de um solo residual compactado*. V. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v.1, pp.279-288, São Carlos.
- Oostrom, M.; Dane, J. H.; Wietsma, T. W. (2007). *A review of multidimensional, multifluid, intermediate-scale experiments: Flow behavior, saturation imaging, and tracer detection and quantification*. Vadose Zone Journal, v.6, n°.3, pp.610-637.
- Oostrom, M.; Hofstee, C.; Lenhard R. J.; Wietsma, T. W. (2003). *Flow behavior and residual saturation formation of liquid carbon tetrachloride in unsaturated heterogeneous porous media*. Journal Contaminant Hydrology. v.64, pp.93-112.
- Oostrom, M.; Hofstee, C.; Wietsma, Thomas W. (2006). *Behavior of a viscous LNAPL under variable water table conditions*. Soil e Sediment Contamination, v.15, n°.6, pp.543-564.
- Perry, R. H.; Chilton, C. H. (1973). *Chemical engineering's handbook*. McGraw-Hill Kogakusha, Ltd.
- Philip, J. R. (1957). *Theory of infiltration: I. The infiltration equation and its solution*. Soil Sci, 83, n° 5, p. 345-357.
- Philip, J. R. (1969). *Theory of infiltration*. Advances in Hydrosience. Elsevier. v.5, pp.215-296.
- Scheidegger, A. E. (1974). *The physics of flow through porous media*. Edition 3, reprint. Publisher University of Toronto Press, pp.353.
- Schramm, M.; Warrick, A. W.; Fuller W. H. (1986). *Permeability of soils to four organic liquids and water*. Hazardous Waste e Hazardous Materials, v.3, n°.1, pp. 21-27.
- Schwille, F. (1967). *Petroleum contamination of the subsoil—A hydrological problem*. P.Hepple Ed., Joint Problems of the Oil and Water Industries, pp.23-54, London.
- Sharma, R. S.; Mohamed, M. HA. (2003). *An experimental investigation of LNAPL migration in an unsaturated/saturated sand*. Engineering Geology, v.70, n.3-4, pp.305-313.
- Soto, M. A. A.; Kiang, C. H.; Vilar, O. M. (2008). *Avaliação do escalonamento fractal de alguns solos brasileiros*. Revista Brasileira de Geociências, v. 38, n. 2, p. 253-262.

- Sousa, R. P. (2012). *Estudo dos fluxos de óleo diesel e água em solos não saturados: Desenvolvimento experimental e modelagem matemática*. Tese (Doutorado). Universidade Federal da Bahia, Salvador.
- Sousa, R. P.; Oliveira, I. B.; Machado, S. L.; Sales, E. A. (2019). *Modelling of two-dimensional infiltration experiments of water or diesel oil in an instrumented 2D channel*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, DOI: 10.1080/19648189.2019.1587518.
- Su, C.; Brooks, R. H. (1980). *Water retention measurement for soils*. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, v.106, n°.IR2, pp.105-112.
- van Geel, P. J.; Sykes, J. F. (1994). *Laboratory and model simulations of a LNAPL spill in variably-saturated sand. 1. Laboratory experiment and image analysis techniques*. Journal Contaminated Hydrology, v.17, pp.1-25.
- van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal, v.44, n° 5, pp.892-898.
- Vargaftik, N. B.; Volkov, B. N.; Voljak, L. D. (1983). *International tables of the surface tension of water*. Journal of Physical and Chemical Reference Data, v.12, n°.3, pp.817-820.
- Wiplfer, R. L.; Ness, M.; Bredveld, G. D., Marsman, A.; Van Der Zee, S. E. (2004). *Infiltration and redistribution of LNAPL into unsaturated layered porous media*. Journal Contaminated Hydrology, v.71, pp.47-66.

NOTA TÉCNICA

TECHNICAL NOTE



AVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE USO CORRENTE PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS NA CIDADE DE MARINGÁ

Evaluation of current methods for estimating load-bearing capacity of bored piles in the city of Maringá

Jorge Luís Augusto Almada^a, Verônica Ricken Marques^b, Raquel Souza Teixeira^a, Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis^b, Juliana Azoia Lukiantchuki^b, Antonio Belincanta^b

^a Universidade Estadual de Londrina, Brasil.

^b Universidade Estadual de Maringá, Brasil

RESUMO – Na cidade de Maringá (Paraná, Brasil), as obras de pequeno porte utilizam estacas escavadas de pequeno diâmetro, executadas sem fluido estabilizante. Estes elementos de fundação são executados na camada superficial de solo argilo-siltoso, que apresenta comportamento laterítico e colapsível. Esta nota técnica tem como objetivo avaliar a aplicabilidade de dois métodos de uso corrente na estimativa da capacidade de carga: o método semi-empírico proposto por Decourt-Quaresma (1978) e o método denominado Empírico Regional. A viabilidade do emprego desses métodos foi analisada através dos resultados de oito ensaios de prova de carga, realizados no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade Estadual de Maringá (UEM), em estacas escavadas sem fluido estabilizante, com diâmetro nominal de 0,25 m e comprimentos variando de 4,0 a 11,6 m. Os métodos de estimativa de capacidade de carga analisados se mostraram conservadores frente aos valores obtidos nas provas de carga.

ABSTRACT – In the city of Maringá (Paraná, Brazil), small projects use small diameter bored piles, executed without stabilizing fluid. These foundation elements are executed in the silty-clay soil surface layer, which presents lateritic and collapsible behaviour. The purpose of this technical note is to evaluate the applicability of two current methods for estimation of load capacity: the semi-empirical method proposed by Decourt-Quaresma (1978) and the method called Empirical Regional. The feasibility of the use of these methods was analysed with the results of eight load tests, performed in the Geotechnics Experimental field of the State University of Maringá (UEM), in bored piles without stabilizing fluid, with nominal diameter of 0.25 m and lengths ranging from 4.0 to 11.6 m. The load capacity estimation methods analysed were shown to be conservative when compared to the values obtained in the load tests.

Palavras Chave – Estaca escavada, capacidade de carga, curva carga-recalque.

Keywords – Bored pile, load capacity, load-settlement curve.

E-mails: almadaeng@gmail.com (J. Almada), v.ricken.marques@gmail.com (V. Marques), raquel@uel.com (R. Teixeira), jhreis@uem.br (J. Reis), jazoia@yahoo.com.br (J. Lukiantchuki), abelincanta@hotmail.com (A. Belincanta)

1 – INTRODUÇÃO

O município de Maringá localiza-se na Região Noroeste do Estado do Paraná e se caracteriza por ser jovem e estar em franco processo de crescimento, tendo segundo o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2018) a sétima maior população da Região Sul do Brasil, estimada no ano de 2017 em 406.693 habitantes.

No que diz respeito à geologia, a cidade de Maringá (PR) está assente sobre a Formação Serra Geral, que se constitui de rochas vulcânicas básicas do tipo basalto maciço ou vesicular-amigdaloidal, de coloração escura, com a presença marcante na sua composição mineralógica de plagioclásio, piroxênio-augita e magnetita.

O Campo Experimental de Geotecnia da Universidade Estadual de Maringá (UEM) está localizado na zona urbana, com um subsolo considerado típico para locais de alta e média vertente da cidade de Maringá.

No Quadro 1, em conformidade com Belincanta (1998), apresenta-se a descrição das camadas do perfil do subsolo do Campo Experimental de Geotecnia da UEM. Adicionalmente, são apresentados os valores dos índices de resistência à penetração N_{SPT} , em função da profundidade, obtidos a partir de quatro sondagens de simples reconhecimento com ensaios SPT, realizadas no local onde foram executadas as estacas escavadas submetidas aos ensaios de prova de carga.

Quadro 1 - Perfil do solo, Campo Experimental de Geotecnia da UEM.

Prof. (m)	Descrição do solo	N _{SPT} (4 sondagens)				
		SP01	SP03	SP04	SP05	Média
1	Argila siltosa Marrom avermelhado Consistência de mole à média Solo evoluído 1ª camada	2	2	2	2	2,0
2		2	2	2	2	2,0
3		3	2	3	3	2,8
4		4	4	3	3	3,5
5		3	5	4	4	4,0
6		4	5	5	5	4,8
7		5	4	6	5	5,0
8		5	6	6	8	6,3
9		6	7	6	8	6,8
10	Argila siltosa Variegada (roxo e marrom avermelhado a amarelado) Consistência de média à rija Solo residual jovem de basalto 2ª camada	11	12	6	7	9,0
11		11	10	8	13	10,5
12		10	11	11	12	11,0
13		12	13	14	15	13,5
14		16	13	12	14	13,8
15		23	9	11	9	13,0
16		19	18	21	-	19,3
17	OBS: nível do lençol freático observado na profundidade de 15,7 m	39	36	31	-	35,3

No local do Campo Experimental de Geotecnia da UEM, segundo Gutierrez e Belincanta (2004), a camada superficial de solo evoluído é constituída de solo argiloso tropical, do tipo latossolo vermelho fêrrico, proveniente da alteração de basalto, poroso, de cor marrom avermelhado, com teor de argila variando de 52 a 78%, silte de 15 a 38% e areia de 5 a 10%, com espessura aproximada de nove metros. No Quadro 2, são apresentados valores típicos dos parâmetros de caracterização, referentes às amostras coletadas no Campo Experimental de Geotecnia da UEM, acima do nível do lençol freático.

Quadro 2 - Índices físicos e limites de consistência típicos das camadas constituinte do subsolo da cidade de Maringá em locais de alta e média vertente. (Gutierrez e Belincanta, 2004).

Discriminação	Símbolo e unidade	Solo evoluído (1ª camada)	Solo residual jovem (2ª camada)
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	12,5 - 16,5	15,5 - 18,0
Peso específico dos grãos	γ_s (kN/m ³)	29,7 - 30,7	28,0 - 30,5
Umidade natural	w (%)	29 - 35	43 - 55
Grau de saturação	Sr (%)	37 - 70	60 - 100
Índice de vazios	e	1,50 - 2,30	1,25 - 2,00
Porosidade	n (%)	60 - 70	55 - 67
Fração argila	%	52 - 78	48 - 60
Fração silte	%	15 - 38	26 - 32
Fração areia	%	5 - 10	13 - 17
Limite de liquidez	LL (%)	53 - 61	60 - 95
Limite de plasticidade	LP (%)	39 - 45	41 - 66
Índice de plasticidade	IP (%)	14 - 22	19 - 40
Atividade coloidal	AC	0,20 - 0,35	0,34 - 0,75

Devido ao fato do solo superficial típico desta região ser de espessura considerável, normalmente estável ao processo de perfuração e com ausência do lençol freático, nas fundações das obras de pequeno porte geralmente são usadas estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, com fuste totalmente embutido na primeira camada superficial de solo evoluído, podendo algumas vezes atingir a segunda camada de solo residual jovem de basalto.

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 6.122 (2010), estaca é um elemento de fundação profunda, executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, ocorra a descida de pessoas. As estacas escavadas, executadas acima do lençol freático, sem a utilização de revestimento ou fluido estabilizante, são um tipo de fundação profunda, perfuradas com trado mecânico ou manual, com posterior concretagem.

O processo de perfuração realizado com trado mecânico deixa uma parcela de solo solto junto à extremidade inferior da estaca. Desta forma, o contato direto do concreto com o solo natural fica comprometido, de modo que um procedimento usual de projeto para este tipo de fundação executada nessa região consiste em desprezar a parcela de resistência de ponta.

De maneira geral, é de uso corrente na engenharia de fundações brasileira, no cálculo da capacidade de carga de fundações por estacas, a utilização dos chamados métodos semi-empíricos. Estes métodos relacionam dados de ensaio de campo, obtidos em sondagens do tipo SPT e CPT, diretamente com a capacidade de carga das estacas. Entre os métodos mais empregados na região de Maringá, merece destaque o método Décourt e Quaresma (1978).

A estimativa da capacidade de carga pelo método Décourt e Quaresma (1978), alterado por Décourt (1996), é realizada com o emprego da equação seguinte:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (1)$$

onde R é a capacidade de carga da estaca (kN); α é o coeficiente de correção da resistência de ponta, em função do tipo da estaca e do solo; β é o coeficiente de correção do atrito lateral, em função do tipo da estaca e do solo; C é o coeficiente de ajuste, tabelado em função do tipo de solo (kN/m²); N_p é o valor médio do N_{SPT} na ponta da estaca; A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca (m²); N_L é o valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca; U é o perímetro da seção transversal da estaca (m); L é o comprimento do fuste da estaca (m).

Nota-se que a primeira parcela da Equação 1 refere-se à resistência de ponta que, na prática de projeto, é desprezada para este tipo de estaca (escavada sem a utilização de fluido estabilizante) executada na região de Maringá. A segunda parcela refere-se à resistência de atrito/adeseção lateral, portanto, representa a resistência máxima mobilizada ao longo do fuste na interface estaca-solo.

Na forma de estimativa preliminar da carga de trabalho das estacas escavadas, no caso de obras de pequeno porte, é comum a utilização de valores empíricos estabelecidos pela prática regional, sendo estes valores tabelados em função do tipo, do diâmetro e da profundidade da estaca.

De acordo com Belincanta e Reis (2003), para a Região Noroeste do estado do Paraná e em especial a cidade de Maringá, têm sido usados para as estacas do tipo escavada com trado mecânico, sem fluido estabilizante, os valores apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 – Valores unitários de carga de trabalho em estacas do tipo escavada sem fluido estabilizante, em função do diâmetro e da profundidade (Belincanta e Reis, 2003).

Diâmetro nominal (m)	Carga de trabalho (kN/m)	
	Profundidade 0 a 10 m	Profundidade de 10 a 20m
0,25	10,0	14,5
0,30	14,0	17,4
0,35	20,0	24,2
0,40	23,0	27,0
0,45	31,0	36,5
0,50	35,0	41,0

Além da previsão da capacidade de carga usando os métodos semi-empíricos ou teóricos, a norma ABNT NBR 6.122 (2010) contempla a utilização de provas de carga estática, sendo obrigatória em determinados casos.

A execução de provas de carga estática em estacas é definida pela norma brasileira ABNT NBR 12.131 (2006) que estabelece os carregamentos do tipo lento, rápido, misto e cíclico.

Na análise dos resultados das provas de carga, quando não é possível visualizar uma ruptura nítida, é necessária a interpretação da curva carga-recalque por algum critério para estimar a carga de ruptura. Neste contexto, são empregados tanto os métodos que contemplam o ajuste de curvas matemáticas, como é o caso do método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), bem como aqueles que se utilizam de um deslocamento limite, como é o caso do método proposto pela norma ABNT NBR 6.122 (2010).

Viana e Cintra (2000) ressaltam duas hipóteses básicas que devem ser atendidas para a aplicabilidade do método de Van der Veen: a forma da curva carga-recalque medida deve ser exponencial e o modo de ruptura deve ser do tipo física.

Nas provas de carga em que não se verifica a ruptura nítida, a norma ABNT NBR 6.122 (2010) estabelece um valor convencional para a carga de ruptura, correspondente a um deslocamento limite, constituído de duas parcelas: uma relacionada a um determinado encurtamento elástico do elemento estrutural, e a outra relacionada ao diâmetro da seção transversal da estaca.

2 – MATERIAIS E MÉTODO

Os materiais e método utilizados neste trabalho são apresentados e discutidos na sequência.

2.1 – Execução das Estacas

As estacas ensaiadas foram executadas no Campo Experimental de Geotecnia da UEM, com trado mecânico, sem a utilização de revestimento e de fluido estabilizante, com diâmetro nominal de 0,25 m e comprimento de fuste variando entre 4,0 e 11,6 m.

Tendo em vista que na prática regional tem-se considerado que este tipo de estaca mobiliza apenas a resistência lateral, neste trabalho, foram adotados alguns procedimentos para eliminar a mobilização de resistência de ponta. Nas estacas E6C, E7C e E201 este procedimento se constituiu da colocação de uma coluna de EPS de baixa densidade (isopor), e nas demais estacas foi utilizada a colocação de uma coluna de solo solto de aproximadamente 0,5 m, lançado sem nenhum processo de densificação.

As estacas foram armadas com seis barras longitudinais de aço CA 50 de 8 mm de diâmetro, com estribos de aço CA 60 de 5 mm de diâmetro, espaçados de 0,1 m, e comprimento de armadura mínimo de 1,5 m.

A concretagem foi realizada em conformidade com a norma ABNT NBR 6.122 (2010), no mesmo dia da perfuração, com concreto de resistência (f_{ck}) de 25 MPa, abatimento (slump) de 0,12 m e módulo de elasticidade estimado de 28.000 MPa.

Para o sistema de reação foram utilizadas estacas do mesmo tipo, executadas com comprimento variado, individualmente armadas com uma mono-barra Incotep 22 D.

A locação das estacas de ensaio e de reação, identificadas respectivamente pelas letras “E” e “T”, inclusive com a indicação do comprimento de fuste, é apresentada na Figura 1.

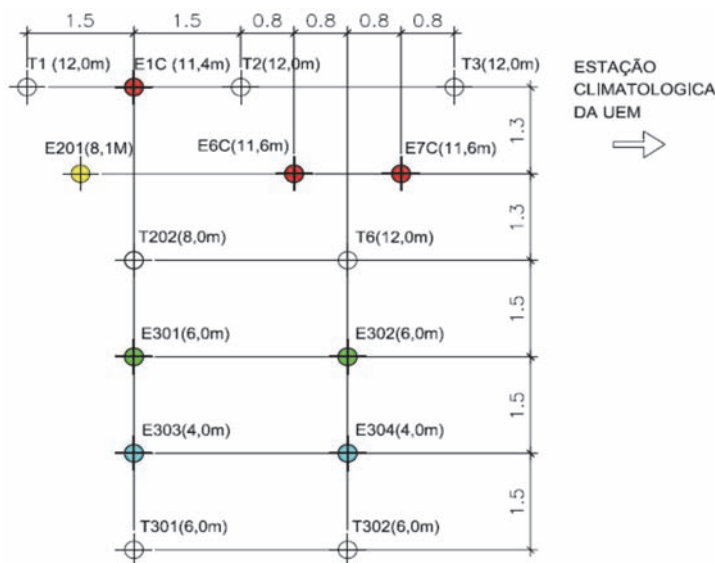


Fig. 1 – Locação esquemática das estacas de ensaio “E” e reação “T”.

2.2 – Estimativa da capacidade de carga

A estimativa de capacidade de carga das estacas foi feita pelo método semi-empírico Décourt-Quaresma (1978), alterado por Décourt (1996), e também pelo método Empírico Regional.

Na estimativa da capacidade de carga, feita com os dados contidos no Quadro 1 e pela utilização do método semi-empírico Décourt e Quaresma (1978), foi considerada somente a parcela da resistência de atrito/adeseção lateral constante da Equação 1, adotando-se para o diâmetro real da estaca o valor de 0,26 m, e para o coeficiente β o valor de 0,8, recomendado por Décourt (1996) para o caso de estaca escavada em solo argiloso. A resistência de ponta foi desconsiderada, em função dos procedimentos adotados quando da execução das estacas (utilização de coluna de isopor ou de solo solto lançado sem densificação).

Na estimativa de capacidade de carga, feita pelo método Empírico Regional, adotou-se os valores de resistência de carga de trabalho especificados no Quadro 3, sendo estes valores majorados por um coeficiente de segurança global igual a dois.

Os valores estimados da capacidade de carga em função do comprimento do fuste, para as estacas escavadas de diâmetro nominal de 0,25 m, estão apresentados no Quadro 4.

Quadro 4 – Estimativa de capacidade de carga, para as estacas escavadas sem fluido estabilizante, executadas no Campo Experimental de Geotecnia da UEM.

Estaca	Fuste (m)	Capacidade carga (kN)	
		Décourt e Quaresma	Empírico Regional
E303	4,0	48,5	80,0
E304	4,0	48,5	80,0
E301	6,0	80,8	120,0
E302	6,0	80,8	120,0
E201	8,1	120,5	162,0
E1C	11,4	206,9	240,6
E6C	11,6	212,8	246,4
E7C	11,6	212,8	246,4

2.3 – Provas de carga estática

Na execução das provas de carga estática foi utilizado um sistema adequado para a aplicação da carga de compressão axial no topo da estaca. Este sistema é constituído de uma viga de reação, um macaco com bomba hidráulica, uma célula de carga elétrica com leitor analógico-digital (devidamente aferida), uma rótula, relógios comparadores com resolução de centésimo de milímetro e vigas de referência. As Figuras 2 e 3 apresentam os detalhes do sistema utilizado para a realização dos ensaios. Informações adicionais a respeito do sistema de reação podem ser obtidas em Almada (2016).

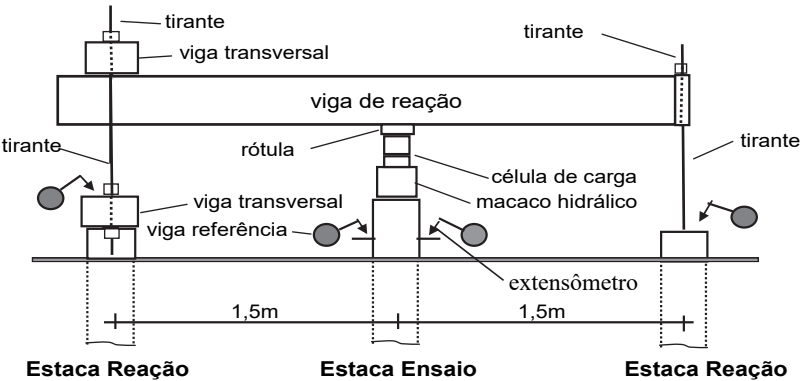


Fig. 2 – Detalhes do sistema utilizado nas provas de carga.



Fig. 3 – Vista geral do sistema utilizado nas provas de carga.

As provas de carga executadas nas estacas E303, com comprimento de 4,0 m, e E301, com comprimento de 6,0 m, seguiram o procedimento prescrito pela norma ABNT NBR 12.131 (2006) usando carregamento axial de compressão do tipo rápido, com a aplicação sucessiva de incrementos de carga iguais, de modo que:

- a) O incremento de carga aplicado em cada estágio foi inferior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;
- b) Em cada estágio, a carga foi mantida pelo tempo de 10 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos;
- c) Em cada estágio os deslocamentos foram lidos no início e nos tempos subsequentes de 2, 4, 6, 8 e 10 minutos, excetuando-se o estágio de carga máxima em que foram feitas leituras adicionais até o tempo de 120 minutos;
- d) As estacas foram carregadas até a obtenção de recalques da ordem de 10% do seu diâmetro. O descarregamento foi realizado em cinco ou mais estágios, com os mesmos critérios de tempo e de leitura utilizados na etapa de carregamento;
- e) Após o descarregamento total, foram feitas duas leituras adicionais, sendo nos tempos de 30 e 60 minutos.

As provas de carga nas estacas E304, com comprimento de 4,0 m, E302, com comprimento de 6,0 m, E1C, com comprimento de 11,4 m, E6C e E7C, com comprimento de 11,6 m, foram executadas com carregamento de compressão axial, estático, do tipo lento. Estas provas de cargas foram realizadas em conformidade com a norma ABNT NBR 12.131 (2006), com a aplicação sucessiva de incrementos de carga iguais, espaçados do tempo necessário à estabilização dos deslocamentos medidos no topo da estaca, contemplando os seguintes detalhes:

- a) O incremento de carga aplicado em cada estágio foi de intensidade inferior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca;
- b) Em cada estágio a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 minutos;
- c) Após a aplicação do incremento de carga, em cada estágio de carregamento, foram realizadas leituras dos deslocamentos logo após a aplicação do incremento de carga e nos tempos de 2, 4, 8, 15, 30 minutos, e, se necessário à estabilização dos deslocamentos, também nos tempos de 1, 2, 3 horas, etc., contados do início da aplicação do incremento de carga (estágio);

- d) A estabilização dos deslocamentos foi considerada atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas correspondeu a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio de carregamento (diferença entre o deslocamento atual e o deslocamento estabilizado no estágio anterior);
- e) As estacas foram carregadas até a obtenção de recalques de no mínimo de 10% do diâmetro da estaca;
- f) Os descarregamentos foram feitos em quatro estágios, adotando-se o mesmo critério de estabilização definido para a fase de carregamento, com tempo de estabilização mínimo de 15 minutos;
- g) Após o descarregamento total da estaca, a leitura dos deslocamentos foi mantida até sua estabilização.

A prova de carga na estaca E201, com comprimento de 8,1 m, foi executada com carregamento de compressão axial, estático, prescrito pela norma americana ASTM D1143 (2013), diferenciando-se do procedimento anterior devido as exceções a seguir descritas:

- a) As leituras de deslocamento foram feitas nos tempos de 0; 2; 4; 7,5 minutos e posteriormente a cada 7,5 minutos, até que os deslocamentos fossem considerados estabilizados;
- b) Os deslocamentos foram considerados estabilizados quando a diferença entre duas leituras consecutivas, espaçadas entre si de 7,5 minutos, apresentaram velocidade de recalque inferior a 0,25 mm/h.

Nos ensaios realizados, com referência às curvas carga-recalque obtidas em prova de carga, considerando os pontos de carga-recalque estabilizados, foram feitos ajustes da curva exponencial, proposta por Van der Veen (1953), modificada por Aoki (1976), calculando-se inclusive a carga de ruptura. Também foram feitas as determinações das cargas de ruptura convencional das estacas, em conformidade com o procedimento recomendado pela norma brasileira ABNT NBR 6.122 (2010).

3 – RESULTADOS

Os resultados das provas de carga são apresentados na sequência na forma de quadro, sendo alguns apresentados também na forma de gráfico. Neste item também são apresentados os valores de carga de ruptura, determinados pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), e pelo método da norma brasileira ABNT NBR 6.122 (2010).

No sentido de ilustração, na Figura 4 apresenta-se a curva carga-recalque da estaca E303 ensaiada com carregamento estático do tipo rápido, e na Figura 5 apresenta-se a curva carga-recalque da estaca E6C ensaiada com carregamento estático do tipo lento. Adicionalmente, na Figura 6 apresenta-se a determinação da carga de ruptura da estaca E303 pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976). Na Figura 7 apresenta-se a determinação da carga de ruptura convencional da estaca E6C realizada pelo método proposto pela norma ABNT NBR 6.122 (2010), utilizando a curva ajustada pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976).

Na Figura 7, observa-se que a curva ajustada pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), é negativa nos pontos iniciais de carregamento, o que fisicamente não faz sentido, no entanto tem um bom ajuste com os pontos intermediários e finais do carregamento, que são relevantes na análise da capacidade de carga de estacas.

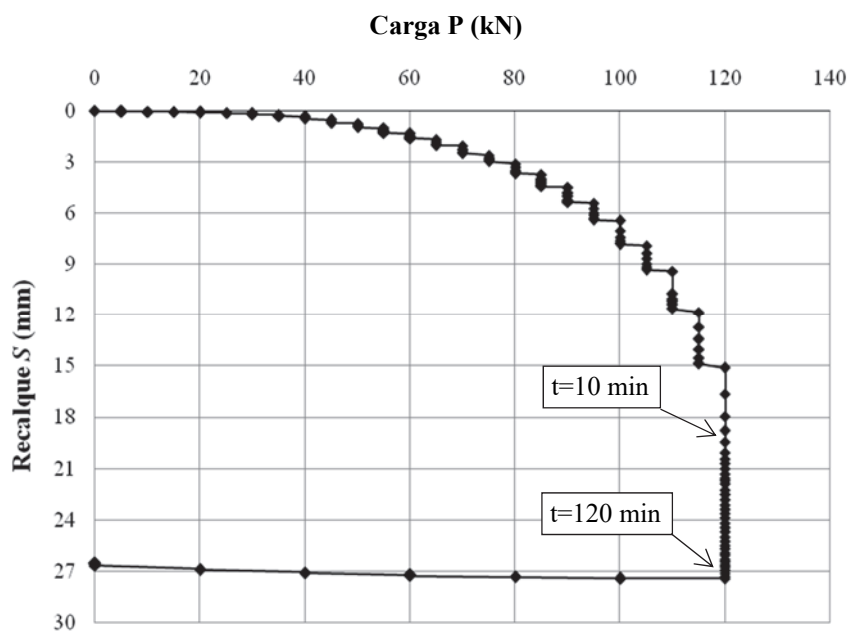


Fig. 4 – Curva carga-recalque da estaca escavada E303, diâmetro efetivo 0,26 m, comprimento 4,0 m, carregamento estático do tipo rápido.

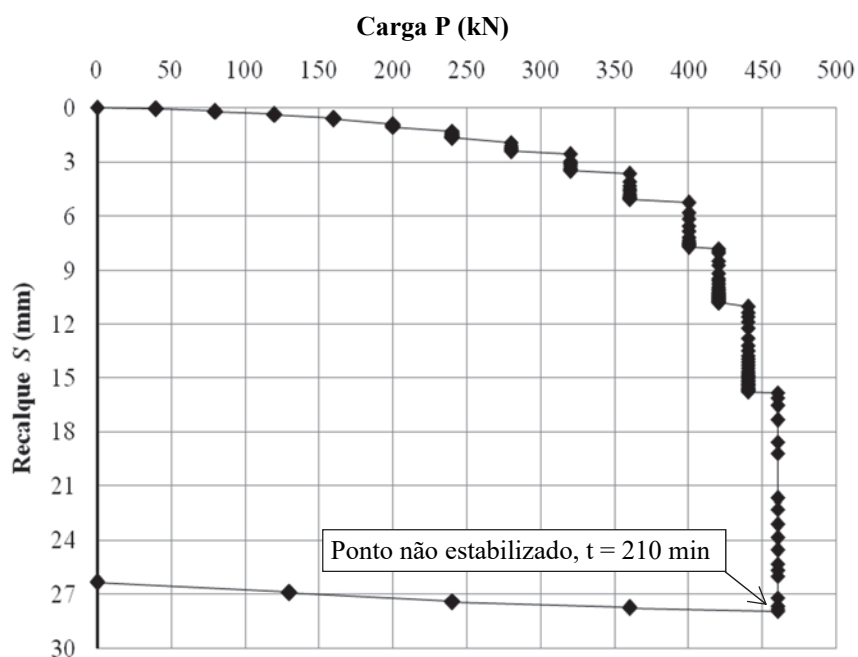


Fig. 5 – Curva carga-recalque da estaca escavada E6C, diâmetro efetivo 0,26 m, comprimento 11,6 m, carregamento estático tipo lento.

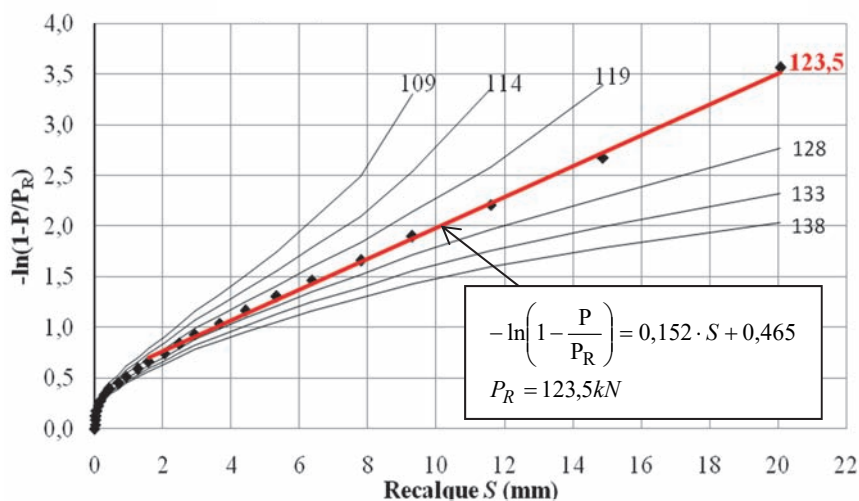


Fig. 6 – Estimativa da carga de ruptura da estaca E303, método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976).

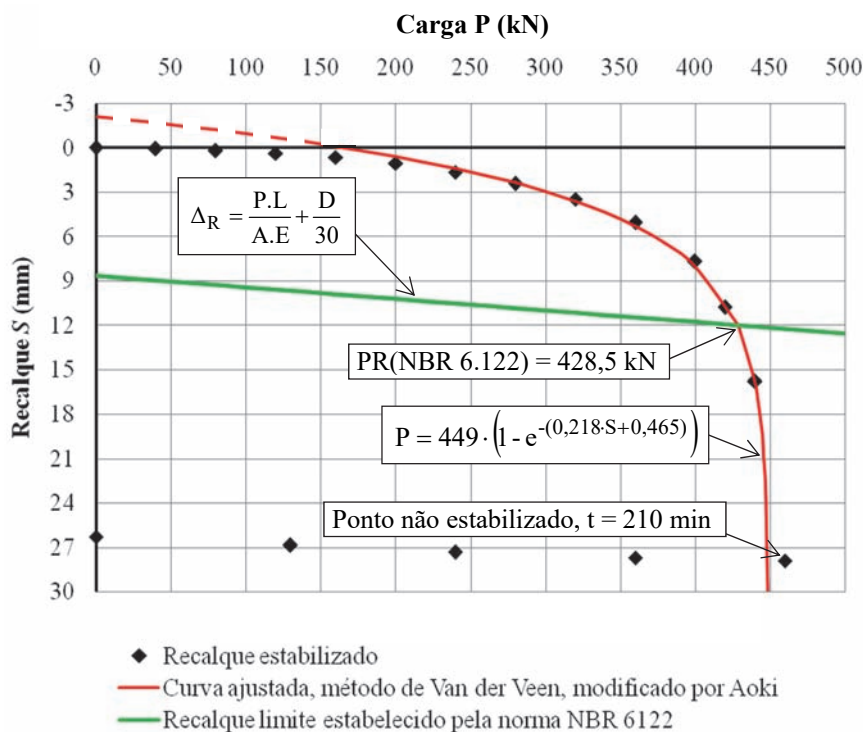


Fig. 7 – Estimativa da carga de ruptura convencional da estaca E6C, método da ABNT NBR 6.122 (2010), utilizando a curva ajustada de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976).

No Quadro 5, são apresentadas, além das características das estacas, também o tipo de carregamento, o tempo de duração, o recalque máximo correspondente à carga máxima aplicada no ensaio, as estimativas de capacidade de carga na ruptura, calculadas pelos métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Empírico Regional. Também são apresentadas as cargas de ruptura determinadas pelos métodos de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), e pela norma brasileira ABNT NBR 6.122 (2010), com o auxílio da curva ajustada pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976). Os valores de capacidade de carga estimada e de carga de ruptura de ensaio são apresentados no Quadro 5, tanto na forma de carga total em kN, quanto de carga unitária média ao longo do fuste em kN/m.

Quadro 5 – Características das estacas ensaiadas e das provas de carga realizadas, capacidades de carga estimadas pelos métodos empregados neste trabalho e cargas de ruptura medidas nas provas de carga.

Descrição			E303	E304	E301	E302	E201	E1C	E6C	E7C
Diâmetro efetivo (m)			0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
Comprimento fuste (m)			4,0	4,0	6,0	6,0	8,1	11,4	11,6	11,6
Tipo de carregamento			rápido	lento	rápido	lento	*	lento	lento	lento
Duração do ensaio (h)			7,8	37,7	9,7	27,5	10,5	29,4	28,5	45,3
Recalque máximo (mm)			27,5	27,0	20,5	34,8	37,4	28,6	27,9	40,8
Carga máxima ensaio (kN)			120,0	130,6	220,0	205,5	350,0	500,0	460,0	475,0
Capacidade de carga estimada (ruptura)	kN	Método Décourt Quaresma	48,5	48,5	80,8	80,8	120,5	206,9	212,8	212,8
		Método Empírico Regional	80,0	80,0	120,0	120,0	162,0	240,6	246,4	246,4
	kN/m	Método Décourt Quaresma	12,1	12,1	13,5	13,5	14,9	18,1	18,3	18,3
		Método Empírico Regional	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	21,1	21,2	21,2
Carga de ruptura do ensaio	kN	Método de Van der Veen	123,5	128,0	223,0	196,0	308,0	488,0	449,0	458,0
		Método da NBR 6122 (2010)	103,6	118,7	200,0	191,0	307,1	474,4	428,5	431,6
	kN/m	Método de Van der Veen	30,9	32,0	37,2	32,7	38,0	42,8	38,7	39,5
		Método da NBR 6122 (2010)	25,9	29,7	33,3	31,8	37,9	41,6	36,9	37,2

* Prova de carga executada com o critério de estabilização da ASTM D 1143 (2013), velocidade máxima de recalque de 0,25 mm/h.

Desconsiderando o tipo de carregamento, no Quadro 6 são apresentados, na forma de média e em função do comprimento de fuste, os valores de carga de ruptura unitária determinados pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), os valores de carga de ruptura convencional unitária determinados pelo método da ABNT NBR 6.122 (2010), utilizando a curva ajustada pelo método de Van der Veen (1953), modificada por Aoki (1976). Também são apresentados os valores de capacidade de carga unitária estimados pelos métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Empírico Regional. No Quadro 7 são apresentados os valores da relação entre a

carga de ruptura convencional (NBR 6.122:2010) e a capacidade de carga estimada pelos métodos aqui analisados.

Quadro 6 – Valores médios da carga de ruptura unitária ao longo do fuste em kN/m, determinados pelos métodos de Van der Veen, modificado por Aoki e da ABNT NBR 6.122 (2010), e de capacidade de carga estimados pelos métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Empírico Regional.

Método	Comprimento médio de fuste			
	4,0 m	6,0 m	8,1 m	11,5 m
Carga média de ruptura Van der Veen (1953), mod. Aoki (1976) (kN/m)	31,5	35,0	38,0	40,3
Carga média de ruptura convencional NBR 6.122 (2010) (kN/m)	27,8	32,6	37,9	38,6
Capacidade de carga média estimada Décourt e Quaresma (kN/m)	12,1	13,5	14,9	18,2
Capacidade de carga média estimada Empírico regional (kN/m)	20,0	20,0	20,0	21,2

Quadro 7 – Relação entre a carga de ruptura convencional (NBR 6122:2010) e a capacidade de carga estimada pelos métodos de Décourt-Quaresma e Empírico Regional, respectivamente.

Método	Carga de ruptura de ensaio / Capacidade de carga estimada			
	Comprimento de fuste			
	4,0 m	6,0 m	8,1 m	11,5 m
Décourt e Quaresma	2,1 a 2,4	2,4 a 2,5	2,5	2,0 a 2,3
Empírico Regional	1,3 a 1,5	1,6 a 1,7	1,9	1,7 a 2,0

4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

As cargas de ruptura convencional, obtidas pela aplicação do método da ABNT NBR 6.122 (2010), foram sistematicamente de valor inferior às cargas de ruptura física, determinadas pela aplicação do método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976). Isto ocorre porque a ruptura convencional refere-se a um recalque finito, enquanto que a ruptura física está associada a um recalque infinito.

Tomando como base os resultados apresentados nos Quadros 5 e 6, desconsiderando o tipo de carregamento e considerando como referência o método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), as cargas de ruptura unitária ao longo do fuste, em termos de média, foram: 31,5 kN/m para as estacas de 4,0 m; 35,0 kN/m para as estacas de 6 m; 38,0 kN/m para a estaca de 8,1 m, e 40,3 kN/m para as estacas com fuste variando de 11,4 a 11,6 m. Estes valores se alteram, no caso da utilização da carga de ruptura convencional (ABNT NBR 6122:2010) determinada com a curva carga-recalque ajustada pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), sendo em termos de média: 27,8 kN/m para as estacas de 4,0 m; 32,6 kN/m para as estacas de 6,0 m; 37,9 kN/m para a estaca de 8,1 m e 38,6 kN/m para as estacas com fuste variando de 11,4 a 11,6 m.

Na análise da capacidade de carga estimada pelo método semi-empírico Décourt e Quaresma, verifica-se que para as estacas E303, E304, E301, E302 e E201, que estão totalmente embutidas na camada superficial de solo evoluído (profundidade de até 9 m), a relação da carga de ruptura convencional obtida em prova de carga com aquela estimada pelo método semi-empírico Décourt e Quaresma, é de tendência crescente com a profundidade.

Em conformidade com os valores contidos no Quadro 7, esta relação é de 2,1 a 2,4 para as estacas de 4,0 m; de 2,4 a 2,5 para as estacas de 6,0 m; e de 2,5 para a estaca de 8,1 m. Para as estacas E1C, E6C e E7C, de comprimento médio de 11,5 m, que estão parcialmente embutidas na camada de solo residual jovem de basalto, a relação é de 2,0 a 2,3. Para todas estas oito estacas ensaiadas, a relação entre a carga de ruptura convencional (ABNT NBR 6.122:2010) e a capacidade de carga estimada pelo método Décourt e Quaresma variou entre 2,0 a 2,5.

Décourt (2002), em análise de provas de carga realizadas na cidade de Londrina, Região Norte do Estado do Paraná, cujos solos são de características semelhantes aos da cidade de Maringá, tem observado que as argilas lateríticas se apresentam com rigidez superior àquelas não lateríticas de mesmo valor de índice de resistência à penetração do ensaio SPT. A relação obtida pelo autor em termos de capacidade de carga entre solo laterítico e não laterítico foi em média 1,76, o que é compatível com as relações obtidas neste trabalho que variou de 2,0 a 2,5, quando da utilização do método semi-empírico Décourt e Quaresma (1978) alterado por Décourt (1996).

Na análise da capacidade de carga, estimada pelo método Empírico Regional, verifica-se que para as estacas E303, E304, E301, E302 e E201 que estão totalmente embutidas na camada superficial de solo evoluído (profundidade de até 9 m), as cargas de ruptura convencional obtidas em ensaio de prova de carga, quando relacionadas com as respectivas capacidades de carga estimadas pelo método Empírico Regional, também se apresentam com valores diferenciados, de tendência crescente com a profundidade.

Em conformidade com os valores contidos no Quadro 7, estas relações são de 1,3 a 1,5, para as estacas de 4,0 m; de 1,6 a 1,7 para as estacas de 6,0 m; de 1,9 para a estaca de 8,1 m. Para as estacas E1C, E6C e E7C, de comprimento médio de 11,5 m, que estão parcialmente embutidas na camada de solo residual de basalto, a relação é de 1,7 a 2,0. Para todas estas oito estacas ensaiadas, a relação entre a carga de ruptura convencional (ABNT NBR 6.122:2010) e a capacidade de carga estimada pelo método Empírico Regional variou entre 1,3 a 2,0.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante dos resultados apresentados, considerando-se desprezável a resistência de ponta em função dos procedimentos adotados quando da execução das estacas (colocação na base da estaca de coluna de isopor ou de solo solto sem densificação) e não considerando os possíveis efeitos da umidade do solo quando da realização dos ensaios de prova de carga, conclui-se que para as estacas analisadas os valores de capacidade de carga, estimados tanto pelo método semi-empírico Décourt e Quaresma quanto pelo método Empírico Regional, apresentaram-se conservadores. Os valores obtidos indicam que esses métodos de estimativas de capacidade de carga são consistentes para as diferentes profundidades, permitindo com isto o estabelecimento de coeficientes de ajuste.

Um complemento dessa pesquisa no sentido de promover uma consolidação desses resultados consiste na realização de um número maior de ensaios em estacas executadas neste tipo de solo, inclusive instrumentadas com sensores elétricos instalados ao longo da profundidade.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as empresas Calijuri Fundações, Extracon Mineração e Obras e Incotep Sistemas de Ancoragem, que contribuíram para a execução dos trabalhos de campo.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 12.131 (2006). *Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, 8 pg.

- ABNT NBR 6.122 (2010). *Projeto e Execução de Fundação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Rio de Janeiro, 91 pg.
- Almada, J. L. A. (2016). *Avaliação de capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, na cidade de Maringá/Pr*. Maringá, Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual de Maringá. pp.115.
- Aoki, N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações – Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, pp. 44.
- ASTM D1143 (2013). *Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load*. American Society for Testing and Materials. pp. 15.
- Belincanta, A. (1998). *Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT*. São Carlos, Doctoral Thesis in – Escola de Engenharia de São Carlos.
- Belincanta, A.; Reis, J. H. C. (2003). *Uma abordagem geral sobre fundações profundas do tipo moldada in loco, de uso corrente na região de Maringá. Maringá-Pr*. In I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, GEOPAR, Maringá, anais... Maringá: Universidade Estadual de Maringá.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de Carga em Estacas a Partir de Valores de SPT*. In VI COBRAMSEF. Vol. 1, pp 45 – 53.
- Décourt, L. (1996). *Estacas – análise e projeto de fundações profundas*. In: Hachich et al. (Ed.). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: PINI, cap. 8.1, pp. 265-301.
- Décourt, L. (2002). *Capacidade de carga de estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da UEL - Londrina. Algumas ponderações*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 12., São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, pp. 1509-1606, v.3.
- Gutierrez, N. H. M.; Belincanta, A. (2004). *Características Básicas dos Solos Constituintes do Subsolo da Cidade de Maringá: Locais de Alta a Média Vertente*. In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – GEOSUL 2, Curitiba – Pr, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2018). acessado em 09/02/2018, <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pr/maringa/panorama>.
- Van der Veen (1953). *The Bearing Capacity of a Pile*. In 3rd ICSMFE, Zurich, Switzerland, vol. 2, pp. 84 a 90.
- Viana, A. P. F.; Cintra, J. C. A. (2000). *Aplicabilidade do método de Van der Veen para Extrapolação de Curvas Carga-recalque*. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE IV), vol. 1, pp. 85 – 92, São Paulo.



- > **Prospecção Geotécnica**
Site Investigation
- > **Consultoria Geotécnica**
Geotechnical Consultancy
- > **Obras Geotécnicas**
Ground Treatment-Construction Services
- > **Controlo e Observação**
Field Instrumentation Services and Monitoring Services
- > **Laboratório de Mecânica de Solos**
Soil and Rock Mechanics Laboratory

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

**Much more support
to your business.**



Incotep - Anchoring Systems

Incotep anchoring Systems is a division of Açotubo Group, which engaged in the development of Anchoring Systems, used in geotechnical and structural applications where high quality prestressing systems are designed to meet diverse needs.

Know our solutions for your processes

- Self Drilling Injection Hollow Bar
- Cold Rolled Thread Bars and Micropiles
- Hot Rolled Thread Bars
- Incotep Tie Rods (Port and Dike Construction)

- Umbrella Tubes Drilling System
- Pipes for Root Piles, among others

www.incotep.com.br
+55 11 2413-2000

Incotep
Sistemas de Ancoragem



A company Açotubo Group



Geotecnia e Reabilitação

TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

• Sede

Lagoas Park – Edifício 2
 2740-265 Porto Salvo – Portugal
 Tel.: (+351) 217 912 300
 Fax: (+351) 217 941 120/21/26

• Angola

Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
 Caixa Postal 2857 - Luanda
 Tel.: (+34) 915 550 903
 Fax: (+34) 915 972 834

• Argélia

Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah
 16000 Alger
 Tel.: (+213) 219 362 83
 Fax: (+213) 219 365 66

• Brasil

Rua Iguatemi, nº488 – 14º - Conj. 1401
 CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
 Tel.: (+55) 112 144 5700
 Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha

Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
 28036 Madrid
 Tel.: (+34) 915 550 903
 Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique

Avenida Julius Nyerere, 130 – R/C
 Maputo
 Tel.: (+258) 214 914 01
 Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

1. TECCO® SYSTEM³ teste em escala real, Suíça, outubro 2012
2. TECCO® SYSTEM³ instalação, B462, Alemanha
3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo



TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

... validado por teste em escala real com inclinação do talude de até 85°.

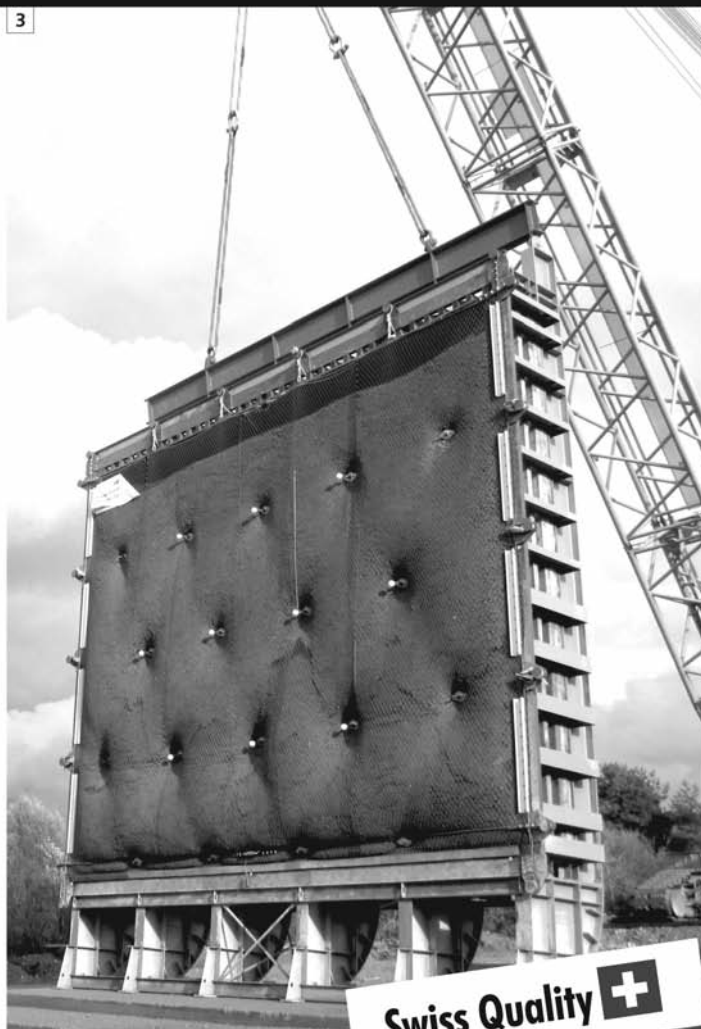
A malha de aço de alta resistência TECCO®, as placas de ancoragem e garras de conexão TECCO®, juntas, estabilizaram com sucesso 230 toneladas de cascalho com 85° de inclinação em um ensaio em escala real.

- moldura de teste com dimensões 10 x 12 x 1.2m
- espaçamento dos grappos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



Assista ou escaneie nosso filme com instalação TECCO® em www.geobrugg.com/slopes



Swiss Quality 

GEOTECNOLOGIA
BRUGG

Geobrugg AG, Geohazard Solutions
Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606
Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003
Fone: +55 21 3624.1449
Cel: +55 21 99979.1288
www.geobrugg.com

SOLOS MOLES?



CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

**O MAIS RÁPIDO E EFETIVO
TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES**

Processo de adensamento de solo mole, eficientemente controlado, monitorando-se o grau de consolidação desejado.



Vantagens do CPR

- 100% específico para solos moles;
- Mobilização rápida;
- Ausência de transtornos à obra;
- Ampla gama de aplicações;
- Ausência de aterros, refugos e lama;
- Técnica não destrutiva;
- Alternativa super econômica, além de prazos extremamente curtos em relação à substituição de solos, aterros temporários, colunas granulares e estaqueamentos;
- Alcança profundidades de tratamento onde técnicas clássicas são limitadas;
- Acesso a locais restritos, limitados e difíceis, sem interferência com a rotina do cliente;
- Melhor custo benefício;
- Perfeito para reforço de fundação.

www.engegraut.com.br

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR[®] e a tecnologia Consolidação Profunda Radial são patentes da ENGEGRAUT.

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS

Seismic CPT
Cone Penetration Testing Undrained-CPTu (cordless system)
Vane Shear Testing (electrical apparatus)
Pressuremeter Testing (Menard)
Flat Dilatometer Test-DMT (Machetti)
Standard Penetration Test-SPT-T

INSTRUMENTATION

Instrumentation, installation and direct import
Routine Monitoring
Operation and Maintenance
Engineering analyses
Consultancy, design & geotechnical engineering services

SAMPLING

Soil sampling and monitoring
Groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

ENVIRONMENTAL

Environmental Services
Soil and groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030

Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469

www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br



geofix

A maior carteira de
clientes privados do
Brasil, e o maior índice
de repetição absoluta.

Dentre os tipos de serviços, destacam-se projetos
de controle ambiental tais como: recuperação de
solos degradados; confinamento de lençol
freático contaminado; construção de filtros e
captação de material; contenção de poluentes.

Pionerismo que se traduz em confiança
e qualidade para sua obra.



www.geofix.com.br



15

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a **tecnologia alemã** e o **abraço brasileiro** a seu serviço.

Fale com a Huesker:
www.huesker.com.br
huesker@huesker.com.br
(12) 3903 9300

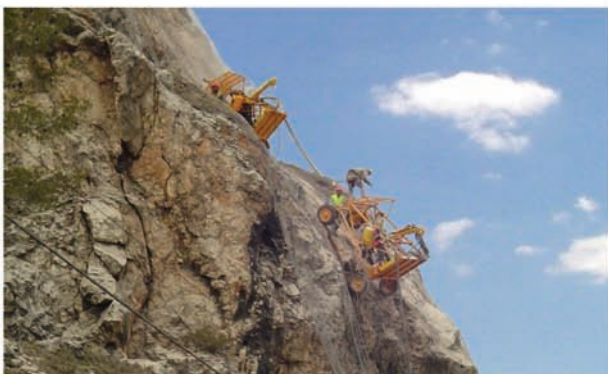
 **HUESKER**
Tecnologia alemã, *Deutsche Technologie,*
abraço brasileiro. *brasilianische Umarmung.*

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica



- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL
REGIÃO CENTRO E SUL
Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax: (351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA
Praça Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2.^o Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcoba.co.ao

MOÇAMBIQUE
Centro de Escritórios - Pestana Ravuma Hotel,
Rua da Sé nº114, 4.^o Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA
09 Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL
Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 2.^o
Centro - Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel.: (55 21) 3553 67 30
Tel.: (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza
Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS
LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium
PO Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.
Tel.: (971) 2 495 0675
Fax: (971) 2 4454672

Whatever your geotechnical challenge

Reinforced soil slopes with
Green Terramesh®

Dynamic Rockfall barriers

we can engineer a better solution

Rock slope protection with SteelGrid®

Reinforced Soil Walls with
Terramesh® System

Engineering a better solution



Follow us:
[/maccaferri](#) [/maccaferriimage](#) [@Maccaferri_BR](#) [/MaccaferriWorld](#) [/maccaferriworld](#)

For technical data, software and more, visit:
www.maccaferri.com/br

MACCAFERRI

CONSTRUINDO UM MUNDO MELHOR



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas

Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte

Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



MEMBER OF



www.tpfplanegecenor.pt



PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

“Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos.”

REFORÇO DE FUNDAÇÕES MICROESTACA ARCOS®:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
- Economia, segurança e rapidez na execução.



Desde 1969

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br
Belo Horizonte - MG - Brasil

ARCOS 44
engenharia de solos anos

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista Geotecnia são classificados como "Artigos", "Notas Técnicas" e "Discussões" de artigos anteriormente publicados na revista. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o "Template" para formatação de originais podem ser obtidos de <http://www.spgeotecnia.pt>.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com/>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

Direção da Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en "Artículos", "Notas Técnicas" y "Discusiones" de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el "Template" para formatear originales pueden ser obtenidos en <http://www.spgeotecnia.pt>.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección <http://www.revistageotecnia.com/>. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

Dirección de la Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

- 3** **Influência da temperatura no controlo das soldaduras de geomembranas de PVC**
Influence of temperature on the peel strength of the PVC geomembrane seams
Pedro Sanfona, Madalena Barroso, Simona Fontul
- 15** **Uso del presiómetro en la caracterización de las margas de la formación Madingo**
Use of pressuremeter test in the Madingo formation marls characterisation
Xavier Martí Armengol, Norma Pérez García, Marcelo Devincenzi
- 27** **Estimativa do módulo de elasticidade do concreto de estacas hélice contínua**
Estimate of elastic modulus of continuous flight auger concrete
Paulo César de Almeida Maia, Lucas Venancio Waked, Marta Fleichman Prellwitz
- 41** **Estudo de estacas submetidas ao arrancamento em diferentes direções, através de ensaios em contrífuga geotécnica**
Study of piles subjected to pulling in different directions, through geotechnical centrifuge testing
Guilherme Venturin Guizardi, Rodrigo Martins Reis, Sérgio Tibana, Fernando Saboya Albuquerque Júnior
- 61** **Confiabilidade de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de CPT**
Reliability of piles bearing capacity methods based on CPT
Admir José Giacon Junior, Breno Padovezi Rocha, Jeferson Brito Fernandes, Caio Gorla Nogueira, Heraldo Luiz Giacheti
- 77** **Percolação de Diesel e água em solo areno siltoso não saturado: uma abordagem experimental**
Water and diesel percolation in unsaturated soil sand silt: an experimental approach
Rita de Cássia Viana Cerqueira, Miriam de Fátima Carvalho, Riseuda Pereira de Sousa, Sandro Lemos Machado, Iara Brandão de Oliveira

NOTA TÉCNICA **TECHNICAL NOTE**

- 103** **Avaliação de métodos de uso corrente para estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas na cidade de Maringá**
Evaluation of current methods for estimating load-bearing capacity of bored piles in the city of Maringá
Jorge Luís Augusto Almada, Verônica Ricken Marques, Raquel Souza Teixeira, Jeselay Hemetério, Cordeiro dos Reis, Juliana Azoia Lukiantchuki, Antonio Belincanta