

141

**novembro
noviembre
november
2017**

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 2017-2018

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 Marañón, 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** Biocimentação de um solo arenoso com recurso a enzimas: efeito de diversos fatores
Biocementation of a sandy soil with the use of enzymes: effect of some factors
João Paulo S.F. Carmona
Paulo J. Venda Oliveira
Luís J. L. Lemos
- 19** Análise de confiabilidade das estacas do cais do Porto Novo de Rio Grande (Brasil) empregando metodologia bayesiana
Reliability analysis of the piles of Porto Novo quay (Brazil) employing bayesian methodology
Aline de Viegas Beloni
Antonio Marcos de Lima Alves
Mauro de Vasconcellos Real
- 41** Evolução de cinco geomembranas expostas a condições climáticas em Portugal durante 12 anos
Evolution of five exposed geomembranes to climate conditions in Portugal throughout 12 years
Amélia Reis
Madalena Barroso
Maria da Graça Lopes
- 59** Avaliação da eficiência da técnica de CPR grouting no enrijecimento de solos compressíveis
Assessing the efficiency of CPR Grouting for soft soil improvement
Amanda Ottolini Chavão
Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
André Pereira Lima

BIOCIMENTAÇÃO DE UM SOLO ARENOSO COM RECURSO A ENZIMAS: EFEITO DE DIVERSOS FATORES

Biocementation of a sandy soil with the use of enzymes: effect of some factors

João Paulo S.F. Carmona *

Paulo J. Venda Oliveira **

Luís J. L. Lemos ***

RESUMO – Neste trabalho apresentam-se os resultados de uma investigação laboratorial que visa analisar os ganhos de resistência e rigidez de um solo arenoso, através da precipitação de carbonato de cálcio (CaCO_3) por via enzimática, com base na adição de uma solução estabilizadora composta por água, ureia, cloreto de cálcio e a enzima *urease*. Inicialmente a eficiência da metodologia é analisada em tubos de ensaio com a determinação da massa de CaCO_3 precipitada, sendo posteriormente testada em provetes de solo, com base em resultados de ensaios de compressão não confinada. São analisados os efeitos da concentração de enzima *urease* e do tempo de cura, no ganho de resistência e rigidez do solo estabilizado. Constata-se com o aumento da concentração de *urease* (até 4 kU/L) e do tempo de cura (até 7 dias) um significativo aumento de resistência e rigidez do solo. Ensaios de raios-X e imagens de microscópio eletrónico confirmam a precipitação de CaCO_3 .

SYNOPSIS – This paper presents the results of a laboratory investigation with the aim of analysing the effect of enzymatically-induced calcium carbonate precipitation (CaCO_3) on the strength and stiffness of a sandy soil. The stabilizer solution is composed of: water, urea, calcium chloride and the *urease* enzyme. Initially, this process is studied in test-tube experiments by the evaluation of the amount of CaCO_3 precipitated. After this, the methodology is applied to stabilizing a soil based on the results of unconfined compressive strength tests. The effects of the amount of the *urease* enzyme and curing time used on the strength and stiffness of the stabilised soil are studied. An increase in the strength and stiffness of the stabilised soil is observed with the increase in the concentration of *urease* (less than 4 kU/L) and in the curing time (less than 7 days). X-ray power diffraction and scanning electron microscopy tests confirm the CaCO_3 precipitation.

Palavras Chave – Bioestabilização; biocimentação; precipitação de carbonato de cálcio; enzima urease.

Keywords – Biostabilization; biocimentation; calcium carbonate precipitation; urease.

1 – INTRODUÇÃO

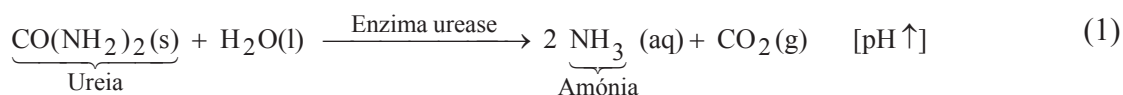
A expansão de inúmeras regiões metropolitanas do globo tem promovido a ocupação de formações geotécnicas de fracas características mecânicas, as quais, no passado, eram frequentemente preteridas para efeitos de construção. A utilização destas formações geotécnicas

* Engenheiro Civil. E-mail: jp_carmona@hotmail.com

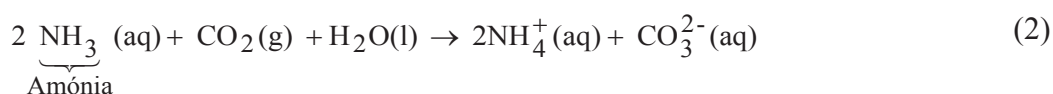
** Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
E-mail: pjvo@dec.uc.pt

*** Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
E-mail: llemos@dec.uc.pt

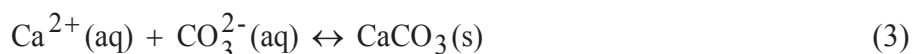
para fundação de obras geotécnicas, só é possível após o seu melhoramento e/ou reforço, de modo a garantir um adequado comportamento mecânico (resistência e rigidez) e hidráulico. Recentemente a biocimentação (ou biestabilização) de solos tem emergido com uma técnica alternativa para promover a estabilização de alguns solos problemáticos (DeJong *et al.*, 2010; DeJong *et al.*, 2013; Muynck *et al.*, 2010; Chou *et al.*, 2011). Sucintamente, a biocimentação de solos consiste na precipitação de carbonato de cálcio (CaCO₃), a partir da hidrólise da ureia acelerada pela enzima *urease* que atua como catalisador, originando a formação de amônia, a qual induz o aumento do valor de pH:



e a formação de iões carbonato (Hammes e Verstraete, 2002; Hammes *et al.*, 2003; Whiffin *et al.*, 2007):



Na presença de iões de cálcio (Ca²⁺) e de iões carbonato a produção de carbonato de cálcio ocorre espontaneamente (Chou *et al.*, 2011; Burbank *et al.*, 2013) através da seguinte reação:



O carbonato de cálcio pode-se apresentar sob a forma de três cristais: calcite (carbonato mais estável em condições ambientais), aragonite (carbonato de elevada pressão) e vaterite (carbonato hidratado instável raramente encontrado na natureza (Al-Thawadi, 2011)).

A precipitação de CaCO₃ por hidrólise de ureia é um processo químico que depende da concentração de cálcio, concentração de carbono inorgânico dissolvido, pH do meio e disponibilidade de locais de nucleação (Hammes *et al.*, 2003).

Existem várias aplicações práticas da biocalcificação em engenharia, entre as quais se destacam a proteção e restauro de monumentos de calcário (Tiano *et al.*, 1999), remoção de contaminantes de águas freáticas (Fujita *et al.*, 2000), produção de argamassas biológicas (Muynck *et al.*, 2008) bem como o preenchimento de poros em reservatórios rochosos destinados a armazenamento de petróleo (Nemati e Voordouw, 2003).

A biocimentação, quando usada para estabilizar solos, promove a formação de ligações de CaCO₃ entre as partículas de solo, aumentando a resistência e rigidez do solo estabilizado (DeJong *et al.*, 2010; Whiffin *et al.*, 2007; Al Qabany e Soga, 2013; Van Paassen *et al.*, 2010; Mortensen *et al.*, 2011; Venda Oliveira *et al.*, 2015), com um resultado semelhante à cimentação natural (Al-Thawadi, 2011). Por outro lado, a deposição de CaCO₃ nos vazios e na envolvente das partículas de solo promove a diminuição da porosidade (Whiffin *et al.*, 2007) e da condutividade hidráulica do solo (Al Qabany e Soga, 2013; Yasuhara *et al.*, 2012). Em paralelo, diversos trabalhos de investigação têm mostrado que a biocimentação também altera o comportamento dos solos, tornando-os não colapsáveis (DeJong *et al.*, 2006) passando a exibir expansão volumétrica positiva durante ensaios de corte direto (Chou *et al.*, 2011), diminuindo por conseguinte o seu potencial de liquefação (Ivanov e Chu 2008; Van der Ruyt e van der Zon 2009; DeJong *et al.*, 2010; Inagaki *et al.*, 2011; Montoya *et al.*, 2012; Burbank *et al.*, 2011, 2013; Cheng *et al.*, 2013; Kalantary e Kahani, 2015).

A generalidade da investigação sobre biocimentação de solos baseia-se na precipitação de CaCO₃ por via microbiológica (MICP), utilizando diversos tipos de bactérias, tais como a

Sporosarcina pasteurii (Whiffin *et al.*, 2007; Chou *et al.*, 2011; Mortensen *et al.*, 2011; Venda Oliveira *et al.*, 2015), *Bacillus sphaericus* (Shirakawa *et al.*, 2011; Chu *et al.*, 2012; Cheng *et al.*, 2013) e *Idiomarina insulissae* (Venda Oliveira *et al.*, 2015). Como principais limitações desta via são apontadas a complexidade do cultivo e armazenamento de bactérias (Hamdan *et al.*, 2013), a variação da produção de *urease* por parte dos microrganismos (Whiffin, 2004) e a sua aplicação em solos finos ser limitada (Van Paassen, 2009), visto as bactérias terem um tamanho de 0,5 a 5 μm , idêntico às partículas de solos finos (Mitchell e Santamarina, 2005). De forma a contornar estas limitações, neste trabalho apresenta-se um processo alternativo de promover a biocimentação, consistindo na substituição do uso de microrganismos pela adição direta da enzima *urease* (Yasuhara *et al.*, 2012; Neupane *et al.*, 2013, 2015), a qual pode ser encontrada em diversas bactérias, fungos e plantas (Al-Thawadi, 2011), em particular numa espécie de feijão tropical, *Canavalia Ensiformis*. A via enzimática é um processo mais simples de promover a precipitação de CaCO_3 (Yasuhara *et al.*, 2012), como forma de alcançar uma melhoria uniforme das propriedades mecânicas do solo (Neupane *et al.*, 2015). Por outro lado, o tamanho da enzima *urease* é da ordem de 12 nm (Blakely e Zerner, 1984), o que sugere que a aplicação desta técnica possa ser também estendida a solos finos (Hamdan *et al.*, 2013). A principal desvantagem da utilização desta enzima reside no seu elevado custo, o qual no futuro poderá ser mitigado com o aumento da produção e eventual industrialização do processo de extração.

Apesar do diminuto número de trabalhos publicados sobre a precipitação de CaCO_3 em solos por via enzimática, estes tem mostrado que esta metodologia promove o aumento de resistência (Carmona, 2016; Carmona *et al.*, 2016a, 2016b) e a diminuição da permeabilidade e porosidade (Yasuhara *et al.*, 2012; Nemati e Voordouw 2003; Neupane *et al.*, 2013), estando diretamente relacionado com o teor de CaCO_3 precipitado, não obstante a elevada dispersão obtida (Yasuhara *et al.*, 2012; Neupane *et al.*, 2015a). Venda Oliveira *et al.* (2016) mostraram que esta técnica é potenciada em solos arenosos de granulometria extensa, sendo pouco eficaz em solos orgânicos. Alguns trabalhos também têm mostrado que a utilização de elevada concentração de enzimas e reagentes pode diminuir a eficácia do processo (Yasuhara *et al.*, 2012; Nemati e Voordouw 2003).

Tendo como cenário a incipiente investigação sobre a precipitação de CaCO_3 por via enzimática, o presente trabalho pretende contribuir para melhorar a compreensão desta temática. Assim, com base em resultados experimentais, é analisada a influência da concentração de *urease*, do tempo e condições de cura. Inicialmente, a eficiência do processo é testada em tubos de ensaio, através da determinação da massa de CaCO_3 precipitada e de ensaios de raios-X para confirmar o material precipitado. Posteriormente, a técnica é utilizada para estabilizar provetes de um solo arenoso, sendo a análise efetuada à luz dos resultados obtidos em ensaios não drenados de compressão não confinada (UCS), em termos de resistência e rigidez. Complementarmente, a presença de cristais de CaCO_3 é confirmada por ensaios de raios-X e por imagens obtidas por microscópio eletrónico (SEM).

2 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

2.1 – Solo natural

O solo arenoso utilizado neste trabalho é proveniente da região de Leiria, sendo constituído do ponto de vista granulométrico (E196, 1966) por 2,3% de argila, 3,5% de silte, 78,7% de areia e 15,5% de cascalho, exibindo por conseguinte um carácter não plástico. A classificação unificada (ASTM D 2487, 1998) indica tratar-se de uma areia mal graduada com silte e cascalho, designado por SP-SM com cascalho. A densidade das partículas sólidas (NP 83, 1965) assume o valor de 2,71. O ensaio de compactação (E197, 1966), referente a compactação leve em molde pequeno, remete para um teor ótimo em humidade (w_{opt}) de 12% e um peso volúmico seco máximo ($\gamma_{\text{dmáx}}$) de 17,3 kN/m³. O teor em matéria orgânica (OM), realizado pelo método de ignição (ASTM D

2974, 2000), indica um valor desprezável de 0,34%. O valor de pH do solo natural (BS 1377-3, 1990) é de 8,4, indicando a presença de um solo ligeiramente alcalino. O Quadro 1 resume a caracterização geotécnica do solo em estudo.

Quadro 1 – Caracterização geotécnica do solo natural

Granulometria (%)	G _s	w _{opt} (%)	γ _d ^{máx} (kN/m ³)	OM (%)	pH
Argila ≈ 2,3% Silte ≈ 3,5% Areia ≈ 78,7% Cascaço ≈ 15,5%	2,71	12,0	17,3	0,34	8,4

2.2 – Constituintes da solução estabilizadora

Os reagentes envolvidos na precipitação de CaCO₃ (adicionados ao solo no processo de bioestabilização) desempenham um papel primordial, uma vez que desencadeiam interações de natureza física, química e biológica com as partículas de solo. A solução estabilizadora é composta por:

- i) *Água*: destilada em laboratório a partir da rede pública.
- ii) *Ureia* [CO(NH₂)₂]: fornecida pela “Acros Organics”, é utilizada como fonte de íons carbonato, tendo uma pureza de 99,5% e uma massa molar de 60,06 g/mol.
- iii) *Cloreto de cálcio* [CaCl₂]: fornecida pela “Applichem Panreac”, é utilizado como fonte de íons de cálcio e tem uma pureza de 95% e uma massa molar de 110,99 g/mol.
- iv) *Urease*: esta enzima fornecida pela “Sigma-Aldrich” catalisa a hidrólise da ureia. De acordo com a ficha técnica, esta enzima é extraída da “*Canavalia ensiformes*” apresentado um valor ótimo de pH de 7,4, temperatura ótima de 60°C, e devendo a temperatura de armazenamento estar no intervalo 5°±3°C. O lote utilizado neste estudo tem a referência U1500 e tem uma atividade de 34310 U/g (1 U origina a libertação de 1,0 μmol de NH₃ por minuto, a 25°C e com um pH de 7,0). As instruções de preparação do produto remetem para a colocação de *urease* com uma concentração de 10 mg/mL numa solução tampão de fosfato de sódio 0,2 M, permitindo manter a solução com um pH constante próximo de 7.

3 – PROCEDIMENTO LABORATORIAL DE PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Previamente à realização de ensaios UCS para caracterização mecânica do solo estabilizado, efetuaram-se ensaios laboratoriais em tubos de ensaio para aferir a eficiência do processo de precipitação de CaCO₃. Seguidamente descrevem-se os procedimentos laboratoriais de preparação dos provetes para a realização de testes em tubos de ensaio e de ensaios UCS.

3.1 – Precipitação de CaCO₃ em tubos de ensaio

O procedimento de ensaio para a quantificação da massa de CaCO₃ precipitado em tubos de ensaio é baseado em Neupane *et al.* (2013). O procedimento de ensaio é ilustrado na Figura 1, sendo descrito nas seguintes fases:

- i) Dissolução de ureia-CaCl₂ (concentrações equimolares) em 10 mL de água destilada, até à dissolução completa dos reagentes.
- ii) A enzima *urease*, na concentração pretendida, é misturada com 10 mL de água destilada, procedendo-se à sua agitação durante 5 minutos.

- iii) As duas soluções são misturadas, perfazendo um volume total de 20 mL. Imediatamente após a mistura, inicia-se a hidrólise da ureia catalisada pela *urease*, processando-se a ligação de íons carbonato com íons de cálcio, com a consequente precipitação de CaCO_3 (Figura 2).
- iv) Os tubos de ensaio são colocados na vertical, numa sala com controlo de temperatura ($20 \pm 2^\circ\text{C}$) durante o tempo de cura predefinido.
- v) Após o tempo de cura especificado, a massa de CaCO_3 precipitada nos tubos de ensaio (Figura 2) é quantificada da seguinte forma: o conteúdo aquoso presente no tubo de ensaio (subprodutos da reação e o excesso de água) é extraído para um funil de vidro munido de papel de filtro; o tubo é lavado com água destilada, vertendo o conteúdo no mesmo funil com papel de filtro; o tubo de ensaio com o precipitado é seco em estufa durante 5 horas e pesado; o papel de filtro é lavado, sendo seco em estufa durante 2 horas e pesado.

A lavagem do tubo e do papel de filtro tem o objetivo de retirar os reagentes não precipitados, os quais, com a secagem em estufa, iriam precipitar por ação da temperatura.

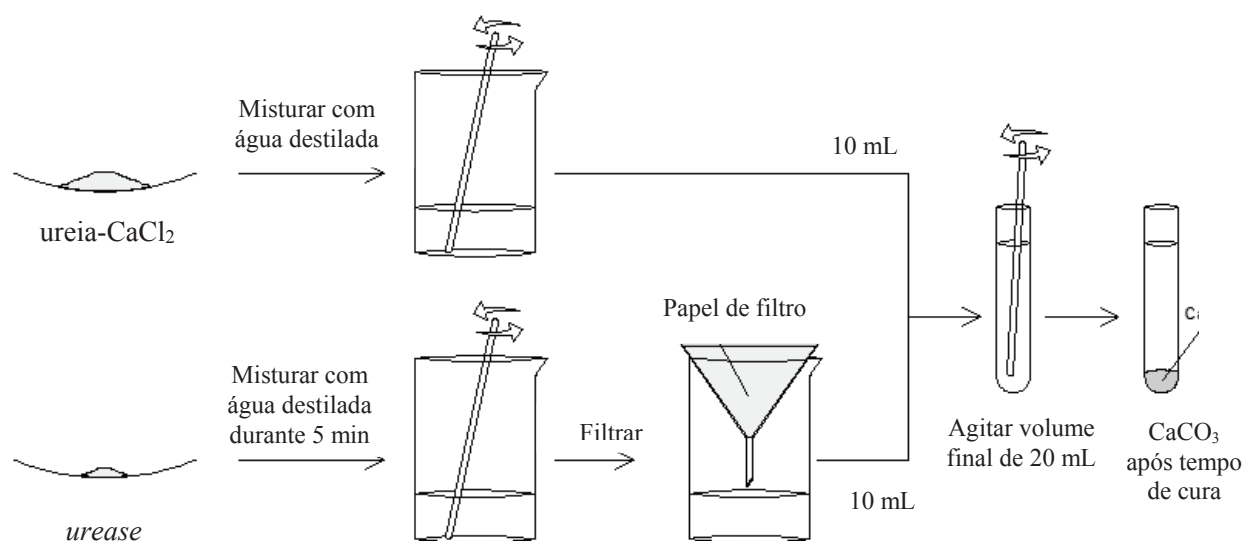


Fig. 1 – Quantificação da massa de CaCO_3 em tubos de ensaio (adaptado de Neupane *et al.*, 2013).



Fig. 2 – Ensaios em tubos de ensaio. Precipitação de CaCO_3 .

3.2 – Provetes de solo bioestabilizado

Os provetes de solos utilizados nos ensaios UCS são cilíndricos com 37 mm de diâmetro e 76 mm de altura, correspondendo a uma relação entre a altura e o diâmetro de 2:1 (NP EN 12390-1, 2010). Dadas as dimensões do provete, para que os resultados sejam fiáveis, a máxima dimensão das partículas de solo deve ser inferior a 3,35 mm (Head, 1982), pelo que neste trabalho só se utilizou a fração de solo inferior a 2 mm (Peneiro nº10, ASTM), correspondendo a 84,5% da fração granulométrica total.

Na Figura 3 apresenta-se um esquema ilustrativo do procedimento de preparação dos provetes de solo, sendo descrito pelas seguintes fases:

- Pesagem de cerca de 180 g de solo seco.
- Preparação de uma solução aquosa estabilizadora composta por uma determinada concentração equimolar de ureia- CaCl_2 e de *urease*. O volume da solução adotado é equivalente ao teor em água ótimo do ensaio Proctor normal.
- Mistura manual com uma espátula do solo com a solução aquosa, garantindo a sua homogeneidade.
- Preparação de moldes de PVC para execução dos provetes de solo, colocando uma camada fina de vaselina nas paredes interiores de maneira a facilitar a extração do provete de solo após cura. O molde é colocado sobre uma base rígida, sendo instalada uma alonga na abertura superior deste, para evitar desperdícios de material.
- Compactação dos provetes com 8 camadas e 4 pancadas por camada, de modo a obter o peso volúmico seco máximo obtido no ensaio Proctor normal. De modo a garantir a homogeneidade dos provetes, o topo de cada camada é escarificado ligeiramente com a ajuda de um garfo.

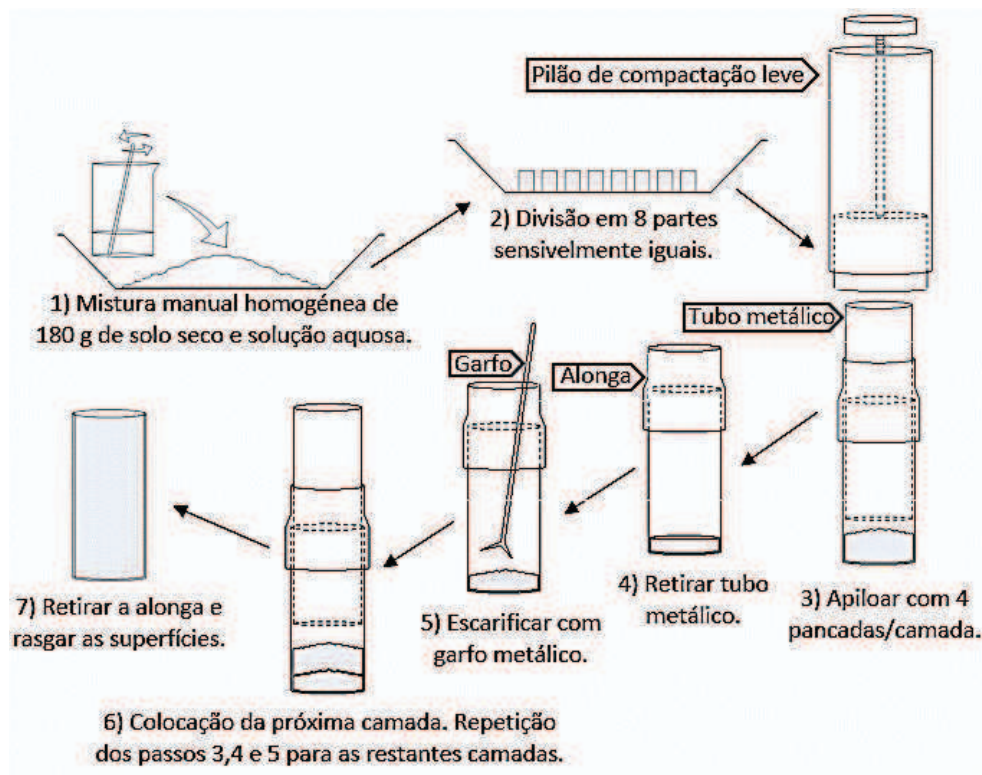


Fig. 3 – Esquema ilustrativo do procedimento de compactação dos provetes

- vi) Colocação dos provetes dentro de um saco plástico, por forma a manter o teor em água durante o tempo de cura, ficando armazenados em câmara termo-higrométrica (temperatura de $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ e humidade relativa de $95\pm 5\%$) ou ao ambiente (temperatura de $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ e humidade relativa de $60\pm 15\%$), conforme as condições de cura de ensaio.

Após o tempo de cura definido no programa de ensaios, a resistência mecânica dos provetes de solo é avaliada com base em ensaios UCS, executados com uma velocidade de corte de 1%/min.

4 – PROGRAMA DE ENSAIOS

No Quadro 2 apresenta-se o programa de ensaios efetuados em tubos de ensaio (provetas) e UCS. Em ambos os casos, analisam-se os efeitos da variação da concentração de *urease* e do tempo de cura. Adicionalmente, os ensaios UCS foram realizados considerando a cura em câmara húmida e em condições ambientais com menor humidade relativa ($60\pm 15\%$). De modo a garantir a reprodutibilidade e a fiabilidade dos resultados, os ensaios realizados nos tubos de ensaio e UCS são repetidos 3 e 2 vezes, respetivamente. As concentrações de ureia- CaCl_2 e de *urease* foram estabelecidas com base nos trabalhos de Carmona (2016) e Venda Oliveira et al. (2016), enquadrando-se nos valores considerados por outros autores (Yasuhara et al., 2012; Nemati e Voordouw, 2003; Neupane et al., 2013).

Quadro 2 – Programa de ensaios.

Parâmetro em análise	Concentração ureia- CaCl_2 (mol/L)	Concentração <i>urease</i> (kU/L)	Tempo de cura (dias)	Ensaio	
				Provetas	UCS
Concentração de <i>urease</i>	0,75	1	14	X	
		2		X	X
		4		X	X
		8		X	X
		12			X
		24			X
Tempo de cura	0,75	4	1	X	X
			3		X
			7	X	X
			14	X	X
			21		X
			28	X	X

5 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 – Influência da concentração de *urease*

A Figura 4 ilustra o efeito da concentração de *urease* na massa de CaCO_3 precipitado em tubos de ensaio, sendo os resultados confrontados com a massa de CaCO_3 teórica, admitindo que a reação de precipitação é completa:

$$m_t \text{ (g)} = C \times V \times M \quad (4)$$

sendo C a concentração equimolar de ureia- CaCl_2 em mol/L, V o volume da solução em L e M a massa molar de CaCO_3 (100,087 g/mol). Constata-se que o aumento da concentração de *urease* aumenta a eficiência da reação química, devido ao incremento da quantidade de ureia que é

hidrolisada, induzindo o aumento da massa de CaCO_3 precipitado. Com uma concentração de 8 kU/L de *urease* obtém-se uma elevada eficiência (96,2% em relação à massa teórica expectável, equação (4)). Resultados de ensaios de raios-X (XRD) confirmam que o material precipitado corresponde preponderantemente a cristais de calcite (Figura 5).

Os resultados de ensaios UCS (Figura 6) corroboram, de uma maneira geral, os resultados obtidos em tubos de ensaio. Assim, observa-se com o aumento da concentração de *urease* a melhoria das características mecânicas do solo estabilizado, nomeadamente o aumento de q_u (resistência à compressão não confinada) e E_{u50} (módulo de deformabilidade não drenado para 50% de q_u), estando este efeito associado a uma maior produção de CaCO_3 , que promove o incremento das ligações entre as partículas. Este feito é mais significativo para reduzidas concentrações de *urease* (até 4 kU/L) e para provetes curados ao ambiente. De facto, a melhoria das características mecânicas de provetes com solo biocimentado curados em câmara húmida, para concentrações de *urease* superiores a 4 kU/L, é negligenciável, tendo mesmo um efeito negativo para concentrações superiores a 12 kU/L.

Para elevadas de concentrações de *urease* (superior a 8 kU/L), o aumento da sua concentração não tem grande repercussão na eficiência do processo, muito possivelmente por escassez dos restantes reagentes (ureia e CaCl_2).

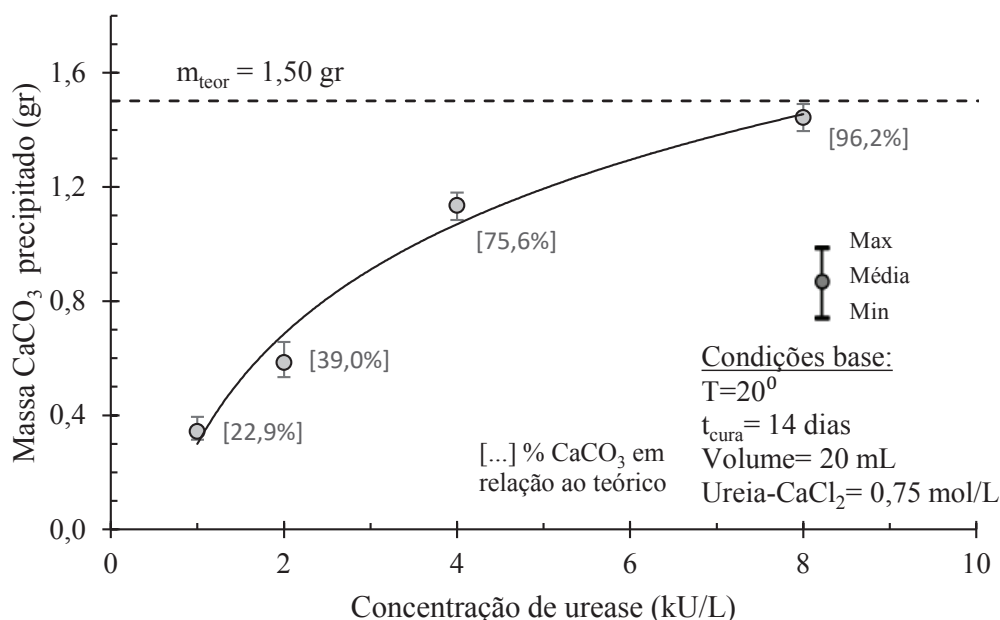


Fig. 4 – Determinação de CaCO_3 em tubos de ensaio. Efeito da dosagem de *urease*.

Os resultados obtidos na Figura 6 também mostram que a cura ao ambiente incrementa substancialmente o valor de q_u e de E_{u50} em relação aos provetes curados em câmara húmida, sendo este efeito potenciado com o aumento da concentração de *urease*. A influência das condições de cura no comportamento deve-se fundamentalmente ao efeito da sucção, a qual é extremamente elevada nos provetes curados ao ambiente devido à sua secagem, dado os provetes sujeitos a cura em câmara húmida apresentarem valores de teor em água mais elevados, o que, naturalmente, diminui a sucção e consequentemente a resistência obtida.

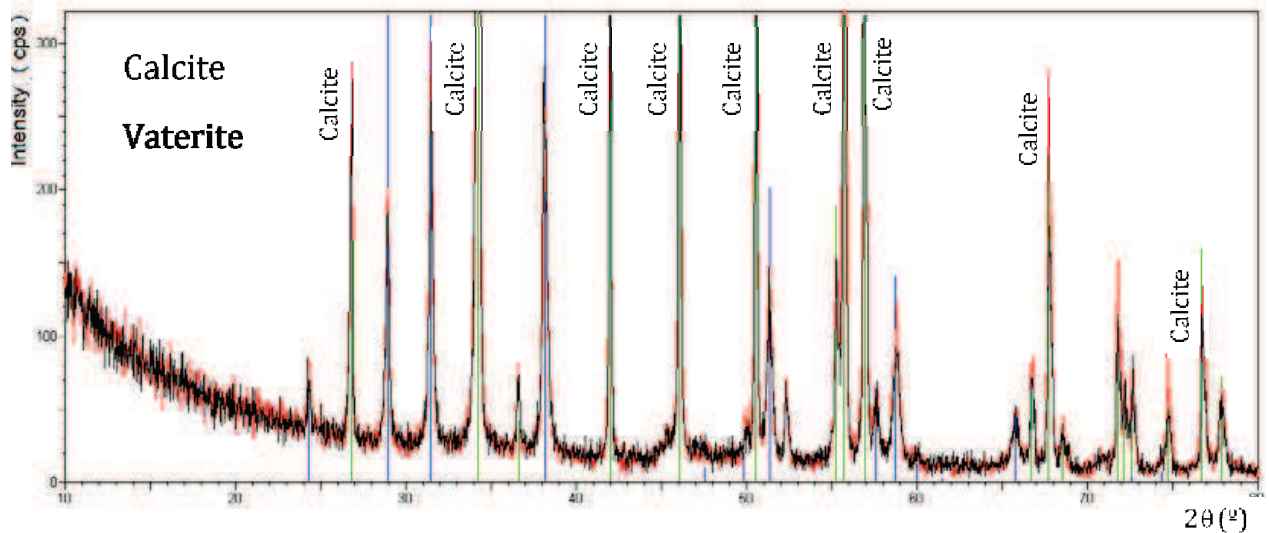


Fig. 5 – Ensaio em tubos de ensaio. Resultados XRD (Ureia- $\text{CaCl}_2 = 0,5 \text{ mol/L}$).

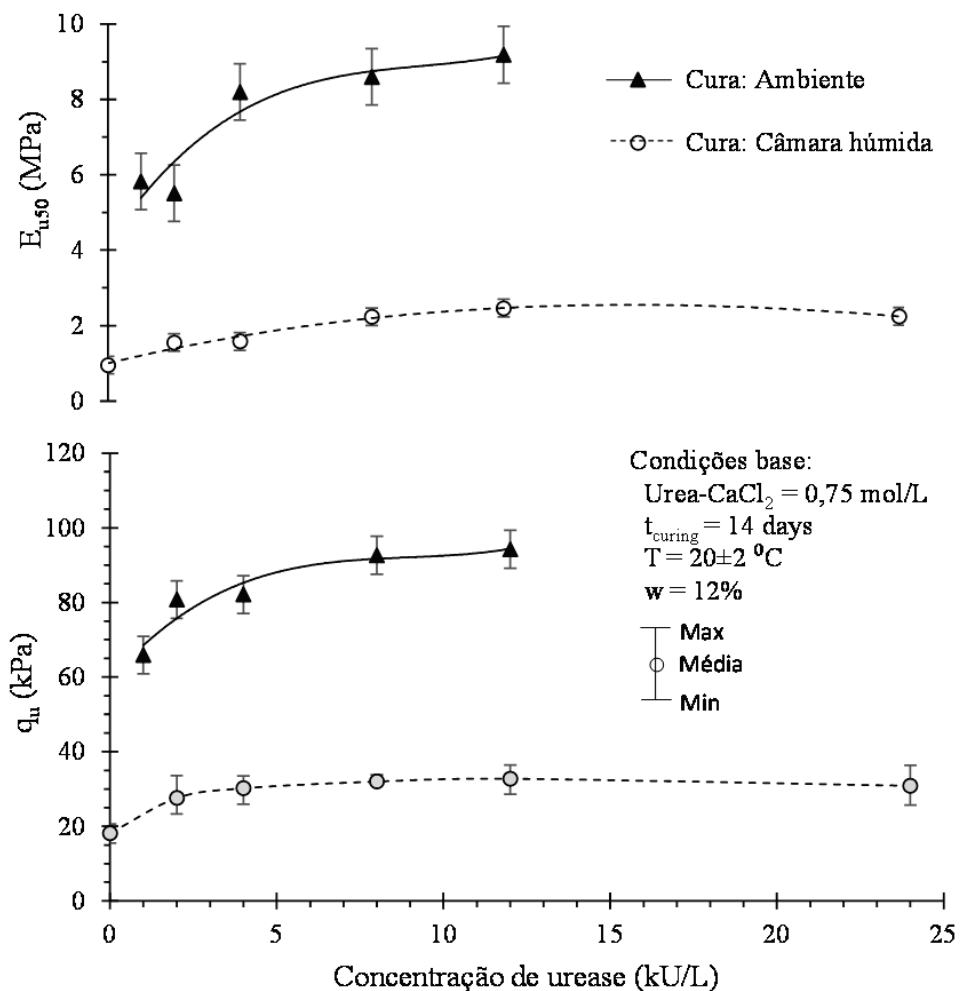


Fig. 6 – Ensaio UCS para cura em câmara húmida e ao ambiente. Influência da concentração de *urease* em termos de q_u e E_{u50} .

Resultados de ensaios XRD obtidos com o solo biocimentado e não estabilizado (Figura 7) mostram picos ligeiramente mais elevados de calcite (2θ igual a $26,809$ e $34,239$) e vaterite (2θ igual a $28,965$ e $31,492$) para o solo biocimentado, comprovando a existência de precipitação

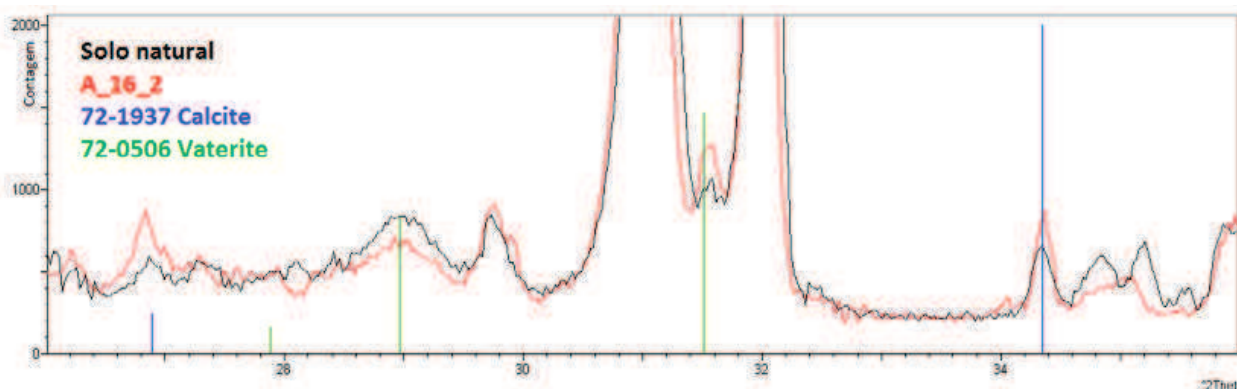


Fig. 7 – Ensaios XRD do solo natural e bioestabilizado.

destes cristais, pelo que se pode concluir que as reações químicas continuam a ocorrer na presença de solo, tal como observado em tubos de ensaio (Figura 5).

Em geral, o comportamento observado está em linha com o obtido noutros trabalhos científicos, tendo Neupane et al. (2013) também obtido uma diminuição da precipitação de CaCO_3 para concentrações de urease superiores a 9 kU/L (para 0,5 mol/L de CaCl_2), tendência esta também confirmada por Li et al. (2013) e Jimenez-Lopez et al. (2003) com outro tipo de enzimas. De acordo com Li et al. (2013), com o aumento da concentração de enzimas, estas tendem a ser adsorvidas pela superfície dos cristais de CaCO_3 , inibindo o seu crescimento, tendo um efeito negativo no processo de biocimentação.

5.2 – Influência do tempo de cura

A influência do tempo de cura na massa de CaCO_3 precipitada em tubos de ensaio é ilustrada na Figura 8. Observa-se a que a eficiência da reação (ou seja a hidrólise da ureia) aumenta com o tempo de cura, sendo este efeito mais preponderante para menores tempos de cura (até 7 dias), constatando-se com o incremento temporal a atenuação das reações químicas; por exemplo de 14 para 28 dias de cura, a eficiência da reação cresce somente cerca de 10% (de 75,6% para 85,5%). Este comportamento está em linha com o obtido experimentalmente por Nemati e Voordouw (2003) com tubos de ensaio.

A influência do tempo de cura na variação de q_u e E_{u50} de provetes de solo biocimentado curados em câmara húmida (Figura 9) indica que a hidrólise da ureia nestes provetes ocorre fundamentalmente nos primeiros 7 dias, observando-se com o aumento do tempo de cura, reduzida variação das características mecânicas. Comparando os resultados de ensaios UCS com os obtidos nos testes em tubos de ensaio (Figura 8) constata-se que a maior parte do processo de precipitação de CaCO_3 ocorre durante os primeiros 7 dias, constatando-se com o aumento do tempo de cura, para além de 7 dias, uma maior repercussão em tubos de ensaios do que com provetes de solo biocimentado.

Na Figura 9 também se observa que o efeito do tempo de cura em provetes curados ao ambiente é mais significativo que em provetes curados em câmara húmida. Julga-se que este comportamento, não é consequência direta do processo de bioestabilização, sendo fundamentalmente induzido pela secagem do provete, levando a um aumento da sucção e consequentemente da resistência e rigidez do provete.

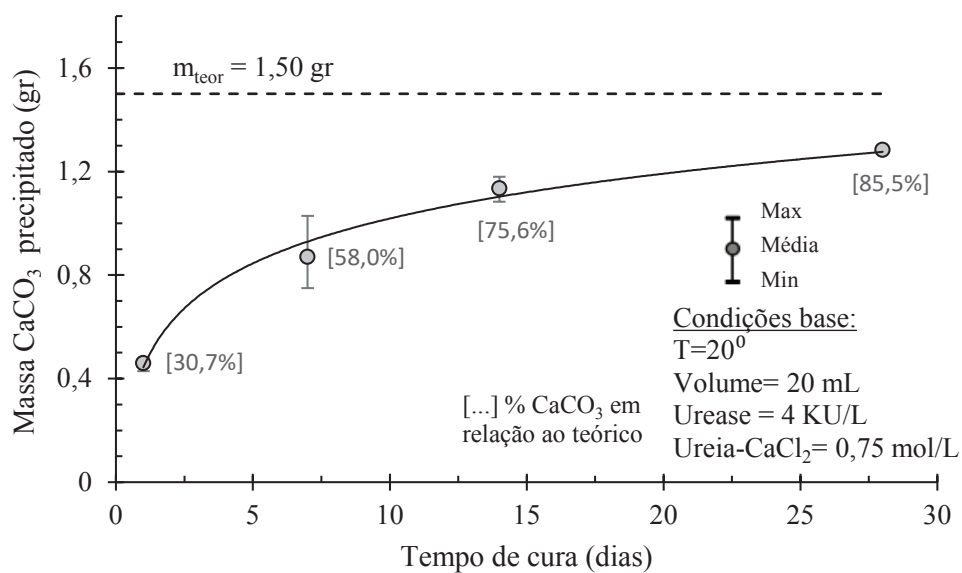


Fig. 8 – Determinação de CaCO_3 em tubos de ensaio. Efeito do tempo de cura.

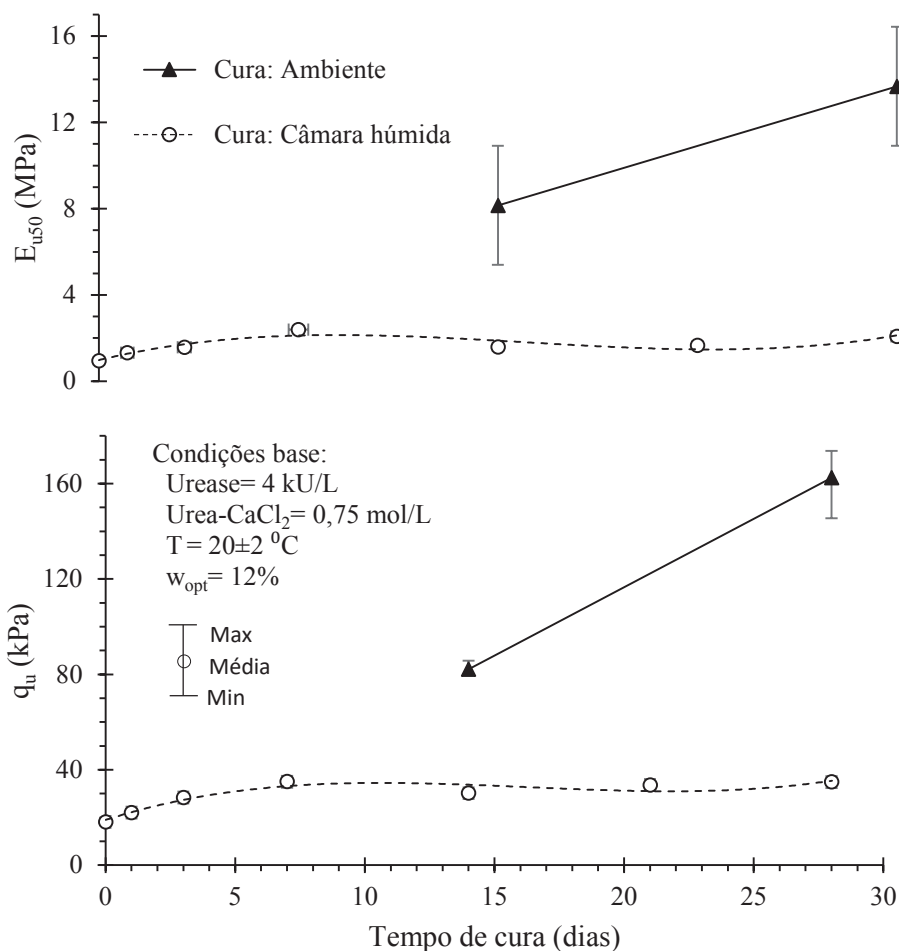


Fig. 9 – Ensaio UCS para cura em câmara húmida e ao ambiente. Influência do tempo de cura em termos de q_u e E_{u50} .

Na Figura 10 apresentam-se imagens obtidas em microscópico eletrônico (SEM) com análise da energia de dispersão de raios-X (EDX), obtidas com provetes de solo biocimentado (cura durante 28 dias em câmara húmida). Observa-se a existência de pequenas partículas (cristais) nos vazios do solo, cuja composição química (através da análise EDX) revela a existência de cálcio (Ca, 3,9%, 4,1% e 2,5% respectivamente para as análises 1, 3 e 4), o que parece indicar que essas partículas possam ser cristais de CaCO_3 . Estes resultados corroboram com os obtidos com raios-X em tubos de ensaios (Figura 7).

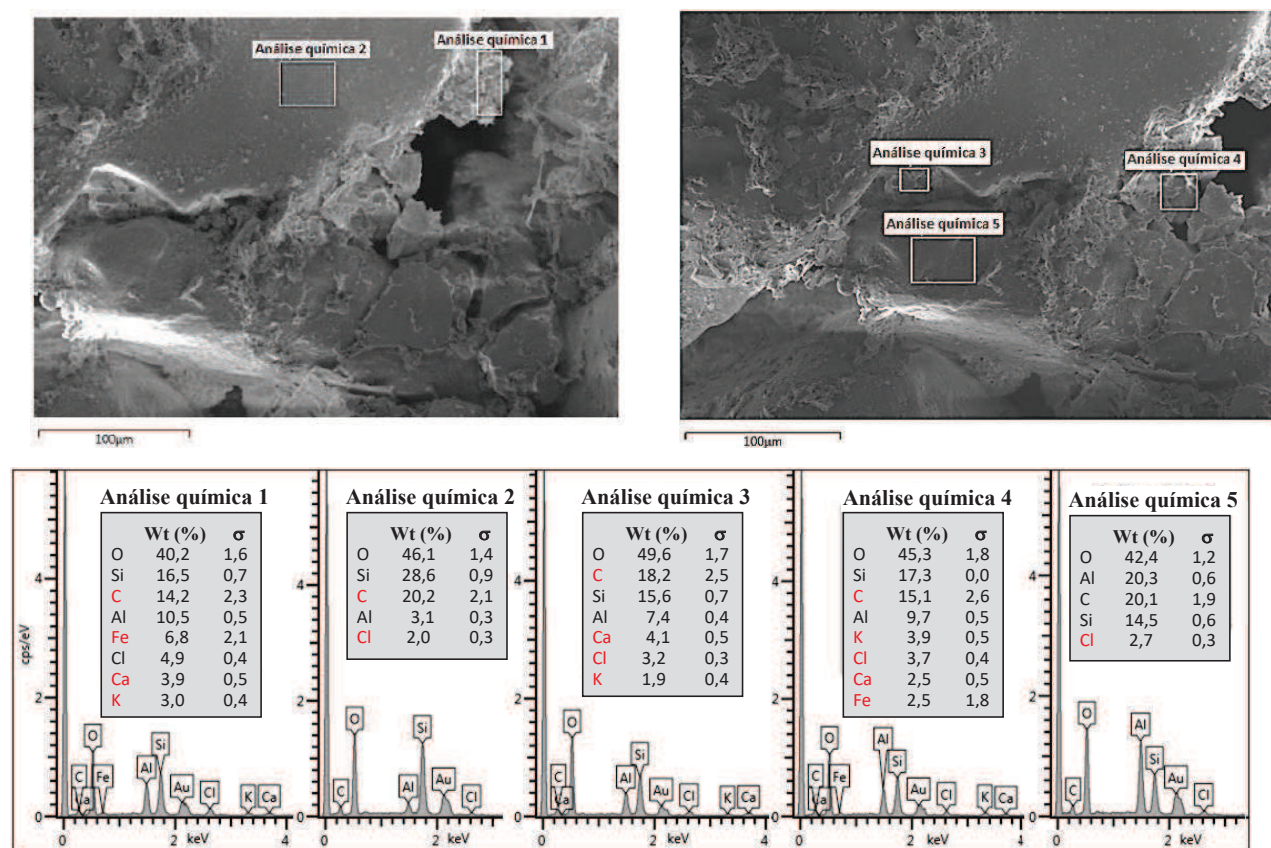


Fig. 10 – Ensaio SEM/EDX do solo estabilizado (Cura: 28 dias em câmara húmida)

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando os resultados de testes em tubos de ensaio para análise da eficiência do processo de precipitação de CaCO_3 e os resultados de ensaios UCS de provetes de solo biocimentado efetuados para se estudar a repercussão desta metodologia na melhoria das características mecânicas de um solo arenoso, pode-se concluir o seguinte:

- Resultados de testes em tubo de ensaios mostram que o aumento da concentração da enzima *urease* e do tempo de cura potencia a massa de CaCO_3 precipitada e consequentemente a eficiência da reação, sendo o reflexo de uma maior quantidade de ureia hidrolisada. Este efeito é mais significativo para pequenas concentrações de *urease* (inferiores a 8 kU/L) e tempos de cura inferiores a 7 dias. Ensaio de raios-X confirmam a precipitação de CaCO_3 .
- Resultados de ensaios UCS com provetes de solo biocimentado comprovam, em termos gerais, os resultados obtidos em tubo de ensaios, registrando-se o aumento de resistência e

rigidez com o aumento da concentração de *urease*. Contudo, este efeito é expressivo para concentrações de *urease* inferiores a 4 kU/L, constatando-se para maiores concentrações um efeito negligenciável (provetes curados ao ambiente) ou mesmo negativo (provetes curados em câmara húmida).

- O efeito do aumento do tempo de cura em provetes de solo biocimentado está em consonância com os resultados obtidos em tubos de ensaio, dado a melhoria das características mecânicas dos provetes bioestabilizados ocorrer, fundamentalmente, durante os primeiros 7 dias de cura.
- A cura ao ambiente induz maior resistência e rigidez que a cura efetuada em câmara húmida. Este facto não parece ser uma consequência direta do processo de biocimentação, mas ser induzido pelo aumento das tensões de sucção, devido à secagem dos provetes, quando curados ao ambiente.
- Resultados de ensaios DRX e SEM/EDX confirmam o aumento de CaCO_3 , comprovando a ocorrência de precipitação em meio poroso, tal como observado em tubos de ensaio.

Finalmente, salienta-se o facto do procedimento de biocimentação utilizado, apesar de originar uma melhoria no comportamento mecânico dos provetes, remete para valores de aumento de resistência e rigidez pouco significativos do ponto de vista prático, talvez devido ao volume de solução estabilizadora ser também reduzido. No futuro, será necessário estudar o efeito do aumento do volume de solução estabilizadora (por exemplo através de técnicas de multi-injeção) para incrementar o teor de CaCO_3 precipitado, de maneira a induzir um maior ganho de resistência mecânica.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores expressam os seus agradecimentos ao ISISE (UID/ECI/04029/2013) pelo apoio financeiro concedido a esta investigação.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al Qabany, A.; Soga, K. (2013). *Effect of chemical treatment used in MICP on engineering properties of cemented soils*. Géotechnique, Vol. 63, No. 4, pp. 331–339.
- Al-Thawadi, S.M. (2011). *Ureolytic bacteria and calcium carbonate formation as a mechanism of strength enhancement of sand*. J. Adv. Sci. Eng. Res., Vol. 1, No. 1, pp. 98–114.
- ASTM D 2487 (1998). *Standard classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 2974-00 (2000). *Standard test methods for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils*. American Society for Testing and Materials.
- Blakely, R.L.; Zerner, B. (1984). *Jack Bean Urease: The First Nickel Enzyme*. Journal of Molecular Catalysis, Vol. 23, pp. 263–292.
- BS 1377-3 (1990). *Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 3: chemical and electro-chemical tests*. British Standards Institution, London.
- Burbank, M.; Weaver, T.; Green, T.; Williams, B.; Crawford, R. (2011). *Precipitation of calcite by indigenous microorganisms to strengthen liquefiable soils*. Geomicrobiology Journal, Vol. 28, No. 4, pp. 301-312.

- Burbank, M.; Weaver, T.; Lewis, R.; Williams, T.; Williams, B.; Crawford, R. (2013). *Geotechnical tests of sands following bioinduced calcite precipitation catalyzed by indigenous bacteria*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, No. 6, pp. 928-936.
- Carmona, J.P.S.F. (2016). *Utilização da Biotecnologia para a Estabilização de Solos: Precipitação de CaCO_3 por via Enzimática*. Dissertação de Mestrado, Dep. Eng^a Civil da FCTUC, Universidade de Coimbra.
- Carmona, J.P.S.F.; Venda Oliveira, P.J.; Lemos L.J.L. (2016a). *Biostabilization of a sandy soil using enzymatic calcium carbonate precipitation*. Procedia Engineering (3rd International Conference on Transportation Geotechnics, Guimarães, Portugal), Vol.143, pp. 1301–1308. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.144.
- Carmona, João P.S.F.; Venda Oliveira, P.J.; Leal Lemos, L.J. (2016b). *Bioestabilização de um solo arenoso por intermédio da precipitação de carbonato de cálcio por via enzimática*. VIII Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Art. nº ABS_1299, FEUP, Porto.
- Cheng, L.; Cord-Ruwisch, R.; Shahin, M. A. (2013). *Cementation of sand soil by microbially induced calcite precipitation at various degrees of saturation*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 50, No. 1, pp. 81-90.
- Chou, C. W.; Seagren E. A.; Aydilek A. H.; Lai M. (2011). *Biocalcification of sand through ureolysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 137, No. 12, pp. 1179-1189.
- Chu, J.; Stabnikov, V.; Ivanov, V. (2012). *Microbially induced calcium carbonate precipitation on surface or in the bulk of soil*. Geomicrobiology Journal, Vol. 29, No. 6, pp. 544-549.
- DeJong, J.; Fritzges, M.; Nüsslein, K. (2006). *Microbially Induced Cementation to Control Sand Response to Undrained Shear*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), Vol. 132, No. 11, pp. 1381–1392.
- DeJong, J.T.; Mortensen, B. M.; Martinez, B.C.; Nelson D.C. (2010). *Bio-mediated soil improvement*. Ecological Engineering, Vol. 36, pp. 196-210.
- DeJong, J.T.; Soga, K.; Kavazanjian, E.; Burns, S.; van Paassen, L.A.; Al Qabany, A.; Aydilek, A.; Bang, S.S.; Burbank, M.; Caslake, L.F.; Chen, C.Y.; Cheng, X.; Chu, J.; Ciurli, S.; Esnault-Filet, A.; Fauriel, S.; Hamdan, N.; Hata, T.; Inagaki, Y.; Jefferis, S.; Kuo, M.; Laloui, L.; Larrahondo, J.; Manning, D.A.C.; Martinez, B.; Montoya, B.M.; Nelson, D. C.; Palomino, A.; Renforth, P.; Santamarina, J.C.; Seagren, E.A.; Tanyu, B.; Tsesarsky, M.; Weaver, T. (2013). *Biogeochemical processes and geotechnical applications: progress, oportunities and challenges*. Géotechnique Vol. 63, No. 4, pp. 287-301.
- E196 (1966). *Solos – Análise granulométrica*. Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- E197 (1966). *Solos – Ensaio de compactação*. Especificação do LNEC, Lisboa, Portugal.
- Fujita, Y.; Ferris, F.G.; Lawson, R.D.; Colwell, F.S.; Smith, R.W. (2000). *Calcium carbonate precipitation by ureolytic subsurface bacteria*. Geomicrobiology Journal, Vol. 17, pp. 305-318.
- Hamdan N.; Kavazanjian J.E.; O'Donnell, S. (2013). *Carbonate Cementation via Plant Derived Urease*. Proceeding of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France.

- Hammes, F.; Verstraete, W. (2002). *Key roles of pH and calcium metabolism in microbial carbonate precipitation*. Rev. Environ. Sci. Biotechnol., Vol. 1, No. 1, pp. 3–7.
- Hammes, F.; Boon, N.; Villiers, J.; Verstraete, W.; Siliciliano, S.D. (2003). *Strain-Specific Ureolytic Microbial Calcium Carbonate Precipitation*. Applied and Environmental Microbiology, Vol. 69, No. 8, pp. 4901-4909.
- Head, K.H. (1982). *Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*. Pentech Press Limited. Plymouth, London.
- Inagaki, Y.; Tsukamoto, M.; Mori, H.; Nkajima, S. Ssaki, T.; Kawasaki, S. (2011). *A centrifugal model test of microbial carbonate precipitation as liquefaction countermeasure*. Japanese Geotechnical Journal, Vol. 6, No. 2, pp. 157-167 (em japonês).
- Ivanov, V.; Chu, J. (2008). *Applications of microorganisms to geotechnical engineering for bioclogging and biocementation of soil in situ*. Rev. Environ. Sci Biotechnol., Vol. 7, No. 2, pp. 139-153.
- Jimenez-Lopez, C.; Rodriguez-Navarro, A.; Dominguez-Vera, J.M.; Garcia-Ruiz, J.M. (2003). *Influence of lysozyme on the precipitation of calcium carbonate: A kinetic and morphologic Study*. Geochimica et Cosmochimica Acta, Vol. 67, No. 9, pp. 1667–1676.
- Kalantary, F.; Kahani, M. (2015). *Evaluation of the ability to control biological precipitation to improve sandy soils*. Procedia Earth and Planetary Science (World Multidisciplinary Earth Sciences Symposium), Vol. 15, pp. 278-284.
- Li, W.; Chen, W.S.; Zhou, P.P.; Yu, L.J. (2013). *Influence of enzyme concentration on bio-sequestration of CO₂ in carbonate form using bacterial carbonic anhydrase*. Chemical Engineering Journal, Vol. 232, pp. 149-156.
- Mitchell, J. K.; Santamarina, J. C. (2005). *Biological considerations in geotechnical engineering*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 10, pp. 1222-1233.
- Montoya, B.; DeJong, J.; Boulanger, R.; Wilson, D.; Gerhard, R.; Ganchenko, A.; Chou, J. (2012). *Liquefaction Mitigation Using Microbial Induced Calcite Precipitation*. GeoCongress, pp. 1918-1927.
- Mortensen B. M.; Haber, M. J.; DeJong, J. T.; Caslake L. F.; Nelson D. C. (2011). *Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation*. Journal of Applied Microbiology, Vol. 111, pp. 338-349.
- Muynck, W. D.; Debrouwer, D.; De Belie, N.; Verstraete, W. (2008). *Bacterial carbonate precipitation improves the durability of cementitious materials*. Cement Concr. Res., Vol. 38, No. 7, pp. 1005–1014.
- Muynck, W. D.; Belie, N. D.; Verstraete, W. (2010). *Microbial carbonate precipitation in construction materials: A review*. Ecological Engineering, Vol. 36, pp. 118-136.
- Nemati, M.; Voordouw, G. (2003). *Modification of porous media permeability, using calcium carbonate produced enzymatically in situ*. Enzyme and Microbial Technology, Vol. 33, pp. 635-642.
- Neupane, D.; Yasuhara, H.; Kinoshita, N.; Unno, T. (2013). *Applicability of enzymatic calcium carbonate precipitation as a soil-strengthening technique*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, No. 12, pp. 2201-2211.

- Neupane, D.; Yasuhara, H.; Kinoshita, N.; Unno, T. (2015). *Distribution of mineralized carbonate and its quantification method in enzyme mediated calcite precipitation technique*. Soils and Foundations, Vol. 55, No. 2, pp. 447-457.
- NP 83 (1965). *Solos – Determinação da Densidade das Partículas Sólidas*. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP EN 12390-1 (2010). *Ensaio do betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes*. IPQ.
- Shirakawa, M. A.; Kaminishikawahara, K. K.; John, V. M.; Kahn, H.; Futai, M. M. (2011). *Sand bioconsolidation through the precipitation of calcium carbonate by two ureolytic bacteria*. Material Letters, Vol. 65, pp. 1730-1733.
- Tiano, P.; Biagiotti, L.; Mastromei, G. (1999). *Bacterial bio-mediated calcite precipitation for monumental stones conservation: Methods of evaluation*. Journal of Microbiological Methods, Vol. 36, pp. 139-145.
- Van der Ruyt, M.; van der Zon, W. (2009). *Biological in situ reinforcement of sand in near-shore areas*. ICE – Geotechnical Engineering, Vol. 162, No. 1, pp. 81-83.
- Van Paassen, L. A. (2009). *Biogrout. Ground Improvement by Microbially Induced Carbonate Precipitation*. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. Delft University of Technology, Netherlands.
- Van Paassen, L. A.; Ghose, R.; van der Linden, T. J. M.; van der Star, W. R. L.; van Loosdrecht, M. C. M. (2010). *Quantifying biomediated ground improvement by ureolysis: large-scale biogrout experiment*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 12, pp. 1721–1728
- Venda Oliveira, P.J.; Costa, M.S.; Costa, J.N.P.; Nobre, M.F. (2015). *Comparison of the ability of two bacteria to improve the behaviour of a sandy soil*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 27, No. 1, pp. 06014025. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001138.
- Venda Oliveira, P.J.; Freitas, L.D.; Carmona, J.P.S.F. (2016). *Effect of Soil Type on the Enzymatic Calcium Carbonate Precipitation Process Used for Soil Improvement*. Journal of Materials in Civil Engineering, pp. 04016263 [DOI:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001804].
- Whiffin, V. S. (2004). *Microbial CaCO₃ precipitation for the production of biocement*. PhD Thesis. Murdoch University, Perth, Western Australia.
- Whiffin, V. S.; van Paassen, L. A.; Harkes, M. P. (2007). *Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique*. Geomicrobiology Journal, Vol. 24, No. 5, pp. 417-423.
- Yasuhara, H.; Neupane, D.; Hayashi, K.; Okamura, M. (2012). *Experiments and predictions of physical properties of sand cemented by enzymatically induced carbonate precipitation*. Soils and Foundations, Vol. 52, No. 3, pp. 539-549.

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DAS ESTACAS DO CAIS DO PORTO NOVO DE RIO GRANDE (BRASIL) EMPREGANDO METODOLOGIA BAYESIANA

Reliability analysis of the piles of Porto Novo quay (Brazil) employing bayesian methodology

Aline de Viegas Beloni*

Antonio Marcos de Lima Alves**

Mauro de Vasconcellos Real***

RESUMO – O objetivo deste trabalho é a avaliação da confiabilidade geotécnica do estaqueamento de um cais portuário no Porto Novo de Rio Grande, Brasil. A análise de confiabilidade foi realizada confrontando-se as distribuições probabilísticas da capacidade de carga geotécnica e da solicitação das estacas. A distribuição probabilística da capacidade de carga foi avaliada empregando-se conceitos de análise bayesiana, onde a previsão de capacidade de carga (distribuição “a priori”) foi atualizada com base nos registros documentados durante a execução dos trabalhos, gerando uma distribuição de capacidade de carga “a posteriori”. A estimativa “a priori” foi obtida a partir de métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga das estacas, baseados em resultados de ensaios SPT (Standard Penetration Test). A distribuição probabilística da solicitação sobre as estacas foi estimada adotando-se diversos coeficientes de variação para a carga de serviço. Assim, foi determinado o índice de confiabilidade do estaqueamento.

SYNOPSIS – The objective of this study is the evaluation of the geotechnical reliability of the pile foundations of a port quay located at Porto Novo, in the city of Rio Grande (Brazil). The reliability analysis has been performed by comparing the probabilistic distributions of the geotechnical bearing capacity and of the loads applied on the piles. The probabilistic distribution of the bearing capacity has been evaluated by applying Bayesian analysis concepts, where the predicted bearing capacity ("a priori" distribution) has been updated based on the records documented during the execution of the piling, generating a "a posteriori" probabilistic distribution. The "a priori" estimate has been obtained from semi-empirical methods of predicting the bearing capacity of piles, based on SPT (Standard Penetration Test) results. The probabilistic distribution of the applied loads has been estimated by adopting several coefficients of variation for the service load. Thus, the reliability index of the piled foundation was determined.

Palavras Chave – Fundações, Análise de Confiabilidade, Teorema de Bayes.

Keywords – Foundations, Reliability Analysis, Bayes Theorem.

1 – INTRODUÇÃO

A determinação do nível de confiabilidade de qualquer processo, produto ou sistema envolve uma cuidadosa avaliação das incertezas associadas à sua capacidade e à sua demanda. Essa avaliação, em geral, pode ser realizada convenientemente aplicando-se ferramentas probabilísticas, que permitem estudar os efeitos combinados das incertezas, incorporando-os na análise.

* Engenheira Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande-FURG. E-mail: belonialine@yahoo.com.br

** Professor Associado, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande-FURG. E-mail: antonioalves@furg.br

*** Professor Titular, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande-FURG. E-mail: mauroreal@furg.br

Lacasse e Nadim (1998) afirmam que a estatística, as análises de confiabilidade e as estimativas de risco podem ser ferramentas de apoio à decisão muito úteis na Engenharia Geotécnica, mas avaliam algumas razões pelas quais este tipo de estudo é raro na prática, como por exemplo a desconfiança de novos termos, o que poderia significar matemática complexa; a crença de que a execução de tais análises possa trazer grandes custos adicionais; a impressão de que os procedimentos requerem grande esforço de coleta e modelagem de informações; e a crença de que o bom e velho “julgamento de engenharia” seria excluído do processo de decisão.

Segundo Duncan (2000), as teorias probabilísticas de análise de confiabilidade podem ser aplicadas na Engenharia Geotécnica através de procedimentos simples, sem exigir mais dados além daqueles normalmente necessários para uma análise determinística convencional. Com um esforço adicional relativamente pequeno, é possível um refinamento considerável na avaliação da segurança e confiabilidade de um projeto geotécnico. De Mello (2002) também defende a aplicação de análises probabilísticas simples aos projetos geotécnicos, visando rechaçar o que o autor chama de “receitas-dogmas” em prol da incorporação de dados experimentais à avaliação de incertezas.

Em especial, o projeto de fundações de qualquer tipo de estrutura envolve incertezas oriundas de várias fontes (Aoki, 2002). Algumas destas fontes são: variabilidade espacial das propriedades do solo; investigação geotécnica limitada; alterações no comportamento do solo ocorridas durante e após a execução da fundação; simplificações adotadas nos modelos de cálculo; desconhecimento do exato mecanismo de interação solo-fundação; variabilidade das cargas aplicadas aos elementos de fundação.

Dentre as abordagens probabilísticas passíveis de aplicação na Engenharia Geotécnica, a abordagem bayesiana tem por característica fundamental a ideia de que a amostra não precisa ser a única fonte de informações (ao contrário da abordagem frequentista). Através da aplicação do teorema de Bayes torna-se possível, de uma forma racional, combinar as informações disponíveis anteriormente à amostragem (probabilidade subjetiva) com as informações contidas na própria amostra (probabilidade objetiva), valendo-se de uma função de máxima verossimilhança. Pode-se, assim, obter um nível de conhecimento atualizado, posterior à amostragem (Hachich, 1998). A distribuição probabilística anterior à amostragem é chamada de distribuição “a priori”, e a distribuição atualizada é chamada de distribuição “a posteriori” (Figura 1).

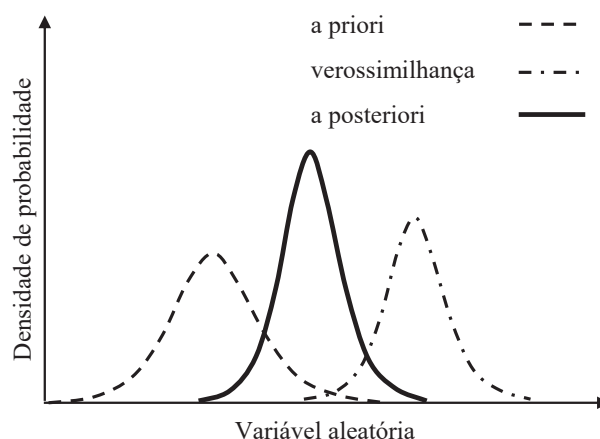


Fig. 1 – Distribuições “a priori” e “a posteriori” e função de verossimilhança

Em relação à atualização da capacidade de carga de estacas, a adoção do teorema de Bayes não é recente. Kay (1976, 1977) propôs a abordagem estatística bayesiana para combinar informação prévia sobre a capacidade de carga de estacas com resultados de provas de carga. Baecher e Rackwitz (1982) desenvolvem uma técnica estatística para combinar informações “a

priori” com resultados de provas de carga em estacas, aplicando metodologia bayesiana. Sidi e Tang (1987) analisaram o erro associado à previsão de capacidade de carga de estacas em argila, com base em resultados de provas de carga e dados de cravação. Lacasse et al. (1990) adotaram a técnica bayesiana para atualizar a previsão de cravabilidade e de capacidade de carga de uma estaca com base em dados medidos durante a cravação. Sugai e Matsuo (1993) propuseram um método para controle da cravação de estacas de aço tubulares, com base na análise bayesiana de dados. Zhang e Tang (2002) usaram a abordagem bayesiana para incorporar os resultados de provas de carga no projeto das estacas, visando a redução do comprimento das estacas, mantendo o mesmo índice de confiabilidade desejado. No Brasil, os trabalhos de Santos (2007), Cabral (2008), Magalhães (2011), Amadori (2013) e Luzzardi (2015) são exemplos de estudos onde metodologias bayesianas foram aplicadas na análise de estaqueamentos.

O conceito de confiabilidade, segundo Harr (1987), está associado à avaliação probabilística da possibilidade do desempenho adequado de um processo, produto ou sistema, por um período específico de tempo, em condições operacionais pré-definidas. Esta avaliação depende da comparação entre as distribuições probabilísticas da capacidade $f_c(C)$ e da demanda $f_d(D)$ do conjunto sob análise (Figura 2).

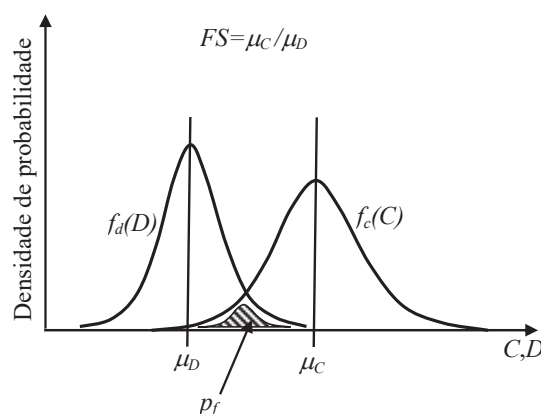


Fig. 2 – Curva de probabilidade de falha (Cintra e Aoki, 2010)

Do ponto de vista de Engenharia, uma análise de confiabilidade permite uma avaliação de segurança superior à análise tradicional ligada ao conceito de Fator de Segurança (FS), relação entre os valores determinísticos (ou “médios”) da capacidade (μ_C) e da demanda (μ_D). A análise de confiabilidade leva em conta as dispersões (ou incertezas) em relação aos valores de capacidade e demanda. Assim, é possível o cálculo de uma “probabilidade de falha” (p_f), que indica a probabilidade de ocorrência de demandas superiores às capacidades envolvidas.

O objetivo deste trabalho é apresentar uma avaliação da confiabilidade geotécnica das estacas do cais modernizado do Porto Novo de Rio Grande (RS). Para tal, foram aplicados os conceitos da análise bayesiana. A estimativa de capacidade de carga “a priori” teve como base os resultados de métodos semi-empíricos de previsão baseados em resultados de ensaios SPT (Standard Penetration Test), adaptados para incluir a variabilidade dos resultados do ensaio. Os registros documentados durante a cravação das estacas, associados à adoção de uma fórmula dinâmica, foram utilizados para gerar uma função de máxima verossimilhança. A capacidade de carga “a posteriori” é obtida combinando-se a estimativa subjetiva (“a priori”) com a estimativa objetiva (função de verossimilhança), através do teorema de Bayes. A distribuição probabilística das cargas sobre as estacas foi estimada adotando-se diferentes valores para o coeficiente de variação da carga característica de compressão. Por fim, os coeficientes de confiabilidade (β) foram determinados com base na teoria de confiabilidade.

2 – DESCRIÇÃO DA OBRA

A obra descrita neste estudo é a modernização do Cais do Porto Novo, localizado na cidade de Rio Grande (RS). O cais original do Porto Novo, composto de um muro formado por seis blocos de concreto sobrepostos, foi inaugurado em 1915, tendo sido projetado para receber navios com calado de até 10 m. Recentemente, o cais tem recebido reformas e ampliações, visando principalmente o aprofundamento do calado para 14 m, possibilitando assim a atracação de navios de maior porte.

A obra de modernização, em sua primeira fase, envolveu a construção de um novo cais com 450 m de extensão, apoiado no antigo muro de cais pelo lado de terra, e em 72 novas estacas mistas pelo lado de água. O projeto foi dividido em seis módulos, cada um com 75 m de extensão, constando de uma plataforma rígida em seu plano, três vigas paralelas ao cais, estacas Franki (terra) e estacas mistas (mar), conforme exposto na Figura 3. As forças perpendiculares ao cais, no sentido terra-mar, são absorvidas por grupos de tirantes que partem dos blocos e são ancorados no solo e as forças paralelas ao cais são absorvidas pelo atrito do solo com o paramento posterior.

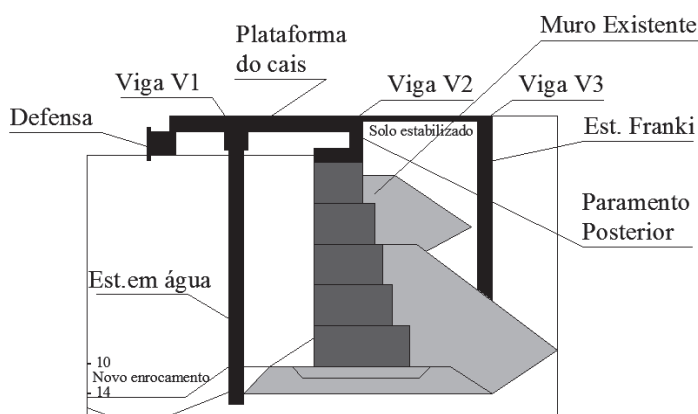


Fig. 3 – Seção transversal do cais (Lobo, 2003)

Para o projeto, foi realizada uma campanha de ensaios do tipo SPT (“Standard Penetration Test”), composta de furos de sondagem a cada 100 m, tanto do lado do mar quanto em terra firme. Foram executados 12 furos de sondagem, sendo que destes, 7 foram executados sob lâmina d’água (S1A, S2B, S3B, S4A, S5, S6 e S7) e 5 em terra firme (S8A, S9B, S10, S11 e S12C). Os boletins de sondagens podem ser encontrados em Lobo (2003) e Magalhães (2011). Na Figura 4 encontra-se um perfil geotécnico esquemático, baseado nos resultados das sondagens em lâmina d’água.

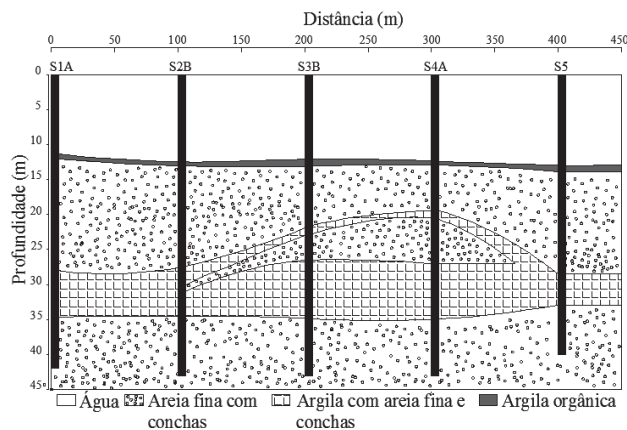


Fig. 4 – Perfil longitudinal em água.

As estacas em água são mistas (tubos metálicos preenchidos parcialmente com concreto armado). O tubo metálico tem comprimento total de 48m, diâmetro externo de 0,7112 m (28”) e espessura de 9,53 mm. O tubo é preenchido com concreto armado da cota + 1,05 m à cota -21,00 m. O aço que constitui os tubos metálicos das estacas possui uma tensão de escoamento de 316 MPa e o módulo de elasticidade é de 210 GPa. O concreto usado para o preenchimento das estacas possui resistência característica $f_{ck} \geq 30$ MPa e aço CA-50, com cobrimento de 5 cm.

De acordo com o projeto, cada estaca recebe em seu topo uma carga máxima de compressão de 3000 kN e um momento fletor de 310 kNm em qualquer direção. A cravação das estacas foi realizada como martelo modelo DELMAG D-44 (martelo automático a diesel).

Durante a execução do estaqueamento, foi anotado o boletim de cravação de todas as estacas, bem como efetuada a medida de nega ao final da cravação. Também foram realizados ensaios de carregamento dinâmico, em um número mínimo de estacas como preconizado pela norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010).

3 – ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA “A PRIORI”

No presente estudo, o cais foi dividido em cinco áreas de influência, abrangendo cinco furos de sondagens tipo SPT, executados sob lâmina d’água: S1A, S2B, S3B, S4A e S5 (Figura 5).

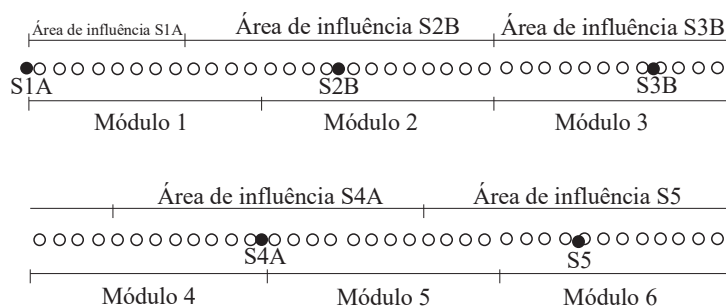


Fig. 5 – Áreas de influência (Lobo, 2003)

A área de influência S1A abrange 8 estacas, as áreas de influência S2B e S4A abrangem 15 estacas cada, a área de influência S3B abrange 16 estacas e a área de influência S5 abrange 10 estacas.

Para estimativa da capacidade de carga das estacas, com base nos resultados dos ensaios tipo SPT, adotaram-se dois métodos de previsão: Aoki e Velloso (1975) (com modificações propostas por Laprovitera, 1988, e Benegas, 1993), e Décourt e Quaresma (1978) (também Décourt et al., 1999).

A distribuição probabilística “a priori” da capacidade de carga foi estimada adotando-se a formulação descrita em Alves e Amadori (2012), onde a variabilidade (dispersão) dos valores de N_{SPT} (admitido como variável aleatória) foi incluída nas equações de previsão de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), através da aplicação do método FOSM (“First Order Second Moment”). A dispersão no valor de N_{SPT} pode refletir as incertezas associadas aos resultados do próprio ensaio, a variabilidade espacial do solo, bem como as incertezas associadas às simplificações adotadas nos próprios métodos de estimativa de capacidade de carga.

Alves e Amadori (2012) adotam uma subdivisão na estaca em n segmentos, cada um com um comprimento ΔL_i , conforme mostrado na Figura 6. Nesta mesma Figura, $Q_{b,n}$ é a capacidade de carga por ponta correspondente ao segmento n , e $\Delta Q_{s,i}$ é o acréscimo de atrito lateral no segmento i (onde i varia de 1 até n).

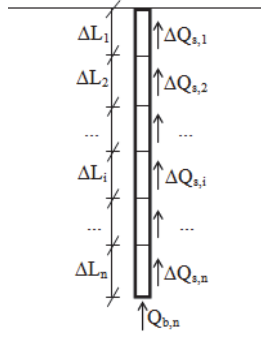


Fig. 6 – Discretização da estaca (Alves e Amadori, 2012)

Para o método de Aoki e Velloso (1975), Alves e Amadori (2012) propõem as seguintes equações:

$$E[Q_{b,n}] = \bar{Q}_{b,n} = \frac{A_b k_{AV}}{F1} \bar{N}_{b,n} \quad (1)$$

$$V[Q_{b,n}] = \left(\frac{A_b k_{AV}}{F1} \right)^2 V[N_{b,n}] \quad (2)$$

$$E[\Delta Q_{s,i}] = \Delta \bar{Q}_{s,i} = \frac{U \Delta L_i \alpha_{AV} k_{AV}}{F2} \bar{N}_i \quad (3)$$

$$V[\Delta Q_{s,i}] = \left(\frac{U \Delta L_i \alpha_{AV} k_{AV}}{F2} \right)^2 V[N_i] \quad (4)$$

Nas equações precedentes, as notações $E[x]$ e $\bar{x}$ se referem ao valor esperado (igual à média) de um dado parâmetro x ; o termo $V[x]$ se refere à variância de x . Os demais símbolos têm o seguinte significado: A_b é a área de ponta e U é o perímetro da estaca, α_{AV} e k_{AV} são coeficientes relacionados ao tipo de solo onde o trecho da estaca está imerso, $F1$ e $F2$ são fatores relacionados ao tipo da estaca, N_i é o valor do N_{SPT} medido na profundidade onde o trecho da estaca está localizado, e $N_{b,n}$ é a média entre o valor de N_{SPT} na profundidade da ponta (N_n), o valor imediatamente anterior (N_{n-1}), e o valor imediatamente posterior (N_{n+1}).

Admitindo, simplificadamente, que N_{n-1} , N_n e N_{n+1} sejam variáveis aleatórias estatisticamente independentes, pode-se escrever:

$$\bar{N}_{b,n} = E[N_{b,n}] = \frac{\bar{N}_{n-1} + \bar{N}_n + \bar{N}_{n+1}}{3} \quad (5)$$

$$V[N_{b,n}] = \left(\frac{1}{3} \right)^2 (V[N_{n-1}] + V[N_n] + V[N_{n+1}]) \quad (6)$$

Para o método de Décourt e Quaresma (1978), Alves e Amadori (2012) apresentam as seguintes equações:

$$E[Q_{b,n}] = Q_{b,n} = A_b \alpha_{DQ} k_{DQ} \bar{N}_{b,n} \quad (7)$$

$$V[Q_{b,n}] = (A_b \alpha_{DQ} k_{DQ})^2 V[N_{b,n}] \quad (8)$$

$$E[\Delta Q_{s,i}] = \bar{\Delta Q}_{s,i} = \frac{10 \beta_{DQ} U \Delta L}{3} \left[\frac{i}{(i-2)} (\bar{N}_{i-2} + 3) - \frac{2}{(i-2) \cdot (i-3)} \sum_{j=1}^{i-3} (\bar{N}_j + 3) \right] \quad (9)$$

$$V[\Delta Q_{s,i}] = \left(\frac{10 \beta_{DQ} U \Delta L}{3} \frac{i}{(i-2)} \right) V[N_{i-2}] + \sum_{j=1}^{i-3} \left[\left(\frac{10 \beta_{DQ} U \Delta L}{3} \frac{2}{(i-2)(i-3)} \right) V[N_j] \right] \quad (10)$$

onde k_{DQ} é um coeficiente relacionado ao tipo de solo, α_{DQ} e β_{DQ} são coeficientes relacionados ao tipo de solo e ao tipo de estaca, e j é um contador de somatório. Os demais símbolos têm o mesmo significado adotado no método de Aoki e Velloso.

Nos dois métodos de previsão, pode-se escrever para a capacidade de carga total $Q_{u,n}$:

$$E[Q_{u,n}] = \bar{Q}_{u,n} = \bar{Q}_{b,n} + \bar{Q}_{s,n} = \bar{Q}_{b,n} + \sum_{i=1}^n \bar{\Delta Q}_{s,i} = \mu_P \quad (11)$$

$$V[Q_{u,n}] = V[Q_{b,n}] + V[Q_{s,n}] = V[Q_{b,n}] + \sum_{i=1}^n V[\Delta Q_{s,i}] = \sigma_P^2 \quad (12)$$

onde $Q_{s,n}$ é a capacidade de carga por atrito lateral da estaca, μ_P representa o valor médio “a priori” da capacidade de carga e σ_P^2 é a variância (quadrado do desvio padrão) “a priori” da capacidade de carga, para uma dada região (área de influência). Na dedução das equações anteriores, admite-se por hipótese que $Q_{b,n}$ e $Q_{s,n}$ são variáveis aleatórias estatisticamente independentes entre si, e que as diversas parcelas de atrito $\Delta Q_{s,i}$ também são independentes entre si.

Com base em dados publicados da literatura técnica (Baecher e Christian, 2008), neste trabalho foi adotado um coeficiente de variação δ (razão entre desvio padrão e média) de 50% para os valores de N_{SPT} .

Uma vez que as fundações são constituídas por estacas de ponta aberta, admitiu-se por hipótese que as estacas não embucham durante a cravação. Assim, a capacidade de carga geotécnica é composta por uma parcela de ponta (correspondente à área anelar da seção transversal da estaca), uma parcela de atrito lateral externo, e uma parcela de atrito lateral interno (oriunda da coluna de solo posicionada no interior da estaca). O atrito lateral interno foi estimado a partir do atrito externo, considerando-se a diferença entre os perímetros interno e externo, e também um deslocamento da coluna interna de solo em relação à superfície do leito natural. A cota superior da coluna interna de solo foi considerada igual a -22 metros. Admitiu-se também que o atrito unitário interno da estaca é igual ao atrito unitário externo, conforme indicação de Velloso e Lopes (2010).

A cota de assentamento escolhida para a ponta das estacas foi aquela onde a capacidade de carga média era igual ou maior do que o dobro da maior carga aplicada em cada estaca, ou seja, maior ou igual a 6000 kN (buscando-se, assim, um Fator de Segurança igual ou superior a 2).

Os Quadros 1 e 2 apresentam os resultados da análise “a priori”, para os dois métodos de previsão adotados, em termos de elevação da ponta, média (μ_P), desvio padrão (σ_P) e coeficiente de variação (δ_P) da capacidade de carga estimada.

Quadro 1 – Parâmetros da distribuição “a priori” – Método de Aoki e Velloso.

Área de Influência	Elevação (m)	μ_P (kN)	σ_P (kN)	δ_P
S1A	-38,20	6131	515	8%
S2B	-38,20	6290	512	8%
S3B	-36,20	6031	523	9%
S4A	-34,20	6097	567	9%
S5	-39,20	6289	511	8%

Quadro 2 – Parâmetros da distribuição “a priori” – Método de Décourt e Quaresma.

Área de Influência	Elevação (m)	μ_P (kN)	σ_P (kN)	δ_P
S1A	-33,20	6126	866	14%
S2B	-32,20	6226	892	14%
S3B	-34,20	6336	906	14%
S4A	-31,20	6162	972	16%
S5	-34,20	6031	680	11%

Observa-se que o método de Décourt e Quaresma previu profundidades de assentamento ligeiramente menores do que o método de Aoki e Velloso (4,20 m, em média). Além disso, os resultados do método de Aoki e Velloso apresentaram coeficientes de variação entre 8% e 9% para a capacidade de carga, enquanto que o método de Décourt e Quaresma apresentou coeficientes de variação entre 11% e 16%.

4 – FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA

Na abordagem bayesiana, a função de verossimilhança deve descrever uma distribuição objetiva de probabilidades, ou seja, baseada em dados amostrais (experimentais). No presente estudo, a capacidade de carga das estacas será avaliada com base nas negas medidas ao final da cravação. Foram analisados os dados de 64 das 72 estacas de mar utilizadas na obra, devido à ausência dos boletins de cravação das demais estacas.

O procedimento para definição da função de verossimilhança, a partir das negas medidas, tem por base a proposta de Guttormsen (1987), adotada também por Cabral (2008). O procedimento se fundamenta na construção de curvas de cravabilidade, que são relações entre a resistência (estática) do solo à cravação (SRD, do inglês “soil resistance to driving”) e o inverso da nega (também chamado de número de golpes por metro, ou BCN, do inglês “blow count number”). Os métodos de construção de tais curvas dependem de parâmetros dinâmicos relativos à estaca, ao solo e ao martelo de cravação.

A variabilidade (incerteza) da resistência da estaca é avaliada através de três curvas de cravabilidade: uma curva construída com parâmetros médios (curva “esperada”), e duas outras

curvas construídas com os valores médios dos parâmetros somados ou subtraídos do seu respectivo desvio padrão, de maneira a formar uma curva “superior” e uma curva “inferior” de resistência, conforme mostrado na Figura 7.

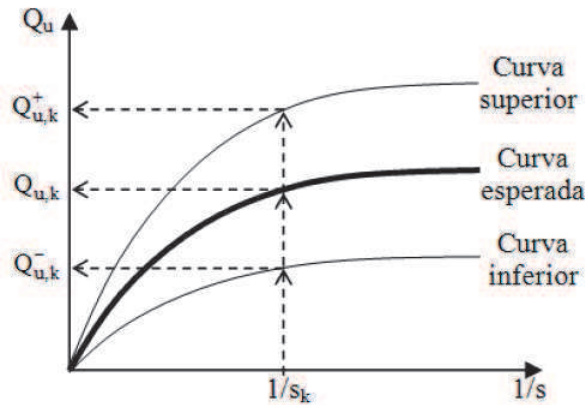


Fig. 7 – Curvas de capacidade versus o inverso da nega.

Foi utilizado neste trabalho um procedimento ligeiramente modificado em relação ao procedimento original de Guttormsen (1987). De acordo com o procedimento modificado, a partir dos valores de nega obtidos ao final da cravação, obtém-se, para cada estaca k , a sua capacidade de carga esperada ($Q_{u,k}$), a sua capacidade superior ($Q_{u,k}^+$) e a sua capacidade inferior ($Q_{u,k}^-$).

Chamando de m o número total de estacas em uma determinada área de influência, o valor médio da capacidade de carga estática (μ_L) será igual à média dos valores esperados da capacidade de carga de todas as estacas daquela área:

$$\mu_L = \frac{\sum_{k=1}^m Q_{u,k}}{m} \quad (13)$$

A variância da capacidade de carga em uma determinada área de influência (σ_L^2) será considerada igual à soma de duas variâncias parciais:

$$\sigma_L^2 = \sigma_{L,s}^2 + \sigma_{L,v}^2 \quad (14)$$

A parcela $\sigma_{L,s}^2$ é a variância espacial da capacidade de carga esperada, traduzida pela variabilidade das negas medidas na área de influência:

$$\sigma_{L,s}^2 = \frac{\sum_{k=1}^m (Q_{u,k} - \mu_L)^2}{m - 1} \quad (15)$$

A parcela $\sigma_{L,v}^2$ é a variância paramétrica, relativa às incertezas dos parâmetros adotados na construção das curvas de resistência. O valor de $\sigma_{L,v(k)}^2$ de cada estaca é estimado da seguinte forma:

$$\sigma_{L,v(k)}^2 = \left(\frac{Q_{u,k}^+ - Q_{u,k}^-}{2} \right)^2 \quad (16)$$

O valor de $\sigma_{L,v}^2$ de uma área de influência será igual ao valor médio de $\sigma_{L,v(k)}^2$ relativo a todas as estacas situadas naquela área.

Há duas formas possíveis para construção das curvas de cravabilidade: através de simulações baseadas na teoria de propagação de ondas em estacas (método mais preciso), ou através de fórmulas dinâmicas (método aproximado, sujeito a maiores incertezas). No presente trabalho, por simplificação, foi utilizada a fórmula dinâmica atribuída a Weisbach (Jumikis, 1971):

$$Q_d = \frac{2 e_H W h}{s + \sqrt{s^2 + 2 e_H W h \frac{L}{EA}}} \quad (17)$$

onde Q_d é a resistência (dinâmica) mobilizada ao final da cravação, e_H é a eficiência do martelo de cravação, W é o peso do martelo, h é a altura de queda do martelo, s é a nega, L é o comprimento da estaca, E é o módulo de elasticidade do material que compõe a estaca, e A é a área da seção transversal da estaca.

Neste estudo, a fórmula original de Weisbach sofreu uma alteração, substituindo-se o comprimento real L pelo comprimento equivalente L^* . O comprimento equivalente representa o encurtamento elástico da estaca, levando em conta a transferência de carga por atrito ao longo do seu comprimento. De uma forma geral, pode-se representar o comprimento equivalente como:

$$L^* = \alpha \cdot L \quad (18)$$

sendo α um fator de proporcionalidade, função do mecanismo de transferência de carga da estaca. Este valor pode variar entre 0,5 (estaca sem transferência de carga pela ponta) até 1,0 (estaca sem transferência de carga por atrito).

Além disso, a transformação da resistência dinâmica ao final da cravação (Q_d) em uma capacidade de carga estática de longo prazo (Q_u) é realizada através de um fator de correção. Este fator de correção é entendido como sendo a razão entre um fator de crescimento da capacidade de carga com o tempo ("set-up"), FT , e um fator de amplificação dinâmica FD , que representa a relação entre as resistências mobilizadas na estaca por uma ação dinâmica e por uma ação estática.

Assim, a fórmula modificada de Weisbach fica:

$$Q_u = \frac{2 e_H W h}{s + \sqrt{s^2 + 2 e_H W h \frac{\alpha L}{E A}}} \frac{FT}{FD} \quad (19)$$

Os parâmetros considerados determinísticos na análise foram o peso do martelo (W), a área da estaca (A), o módulo de elasticidade do material da (E) e o parâmetro α (estimado com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico realizados em estacas da obra). No Quadro 3 são mostrados os valores adotados para estes parâmetros.

Quadro 3 – Parâmetros determinísticos adotados na fórmula dinâmica.

Parâmetro	Valor
W (kN)	42,27
A (m ²)	0,021
E (kN/m ²)	21 x 10 ⁷
α	0,5675

O comprimento L das estacas também foi considerado um parâmetro determinístico, calculado em cada estaca com base nas cotas de topo e ponta registrados durante a cravação.

Os parâmetros considerados aleatórios na análise foram a altura de queda do martelo (h), a eficiência do martelo (e_H), e os fatores de correção FT e FD. A altura de queda foi considerada aleatória, uma vez que não foi registrada com precisão nos registros de cravação, talvez por se tratar de um martelo diesel. No Quadro 4 são mostrados os valores máximo e mínimo concebíveis para cada parâmetro. A avaliação da faixa de variação concebível para cada parâmetro deve ser baseada em dados técnicos disponíveis e em um cuidadoso julgamento de engenharia.

Quadro 4 – Parâmetros aleatórios adotados na fórmula dinâmica.

Parâmetro	Faixa de variação	
	Mínimo	Máximo
h (m)	1,50	2,50
e_H	0,65	0,75
FT	1,80	2,20
FD	1,26	1,54

O valor médio dos parâmetros aleatórios foi obtido pela média aritmética entre os valores extremos concebíveis (máximo e mínimo). Já o desvio padrão dos parâmetros aleatórios foi estimado a partir da faixa de variação concebível (subtração entre o valor máximo e o valor mínimo). Adotou-se a “regra dos 3- σ ”, baseada no fato de que 99,73% de todos os valores de um parâmetro aleatório normalmente distribuído recaem ao redor de três desvios padrão do valor médio. Assim, em princípio, o desvio padrão de um parâmetro poderia ser estimado dividindo a faixa de variação por 6. Porém, são reportadas na literatura situações em que a divisão da faixa de variação por 6 conduz a subestimativas do desvio padrão. Assim, no presente estudo, adotou-se a divisão da faixa de variação por 4, conforme sugestão de Duncan (2001).

No Quadro 5 são mostrados os parâmetros da função de verossimilhança obtidos em cada área de influência, incluindo-se aí as elevações médias efetivamente alcançadas na cravação das estacas.

Quadro 5 – Parâmetros da função de verossimilhança.

Área de Influência	Elevação média (m)	μ_L (kN)	σ_L (kN)	δ_L
S1A	-38,72	6138	1121	18%
S2B	-41,28	6109	1122	18%
S3B	-40,23	6077	1119	18%
S4A	-37,03	6220	1149	18%
S5	-37,71	6341	1171	18%

É possível observar que as capacidades médias obtidas através da função de verossimilhança foram bastante próximas das previstas nas estimativas “a priori”. As profundidades alcançadas ficaram mais próximas daquelas previstas pelo método de Aoki e Velloso (1975). A dispersão da função de verossimilhança (representada pelo seu desvio padrão) foi maior do que a dispersão das

funções “a priori”. É de se salientar que a incerteza considerada na altura de queda do martelo ocasionou forte aumento no desvio padrão da função de verossimilhança (acréscimo em torno de 5% no coeficiente de variação).

5 – ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA “A POSTERIORI”

A estimativa de capacidade de carga “a posteriori” das estacas, através do Teorema de Bayes, combina as estimativas “a priori” (as quais representam as previsões da capacidade de carga das estacas, obtidas a partir dos métodos semi-empíricos), com a função de verossimilhança (obtida a partir dos resultados medidos durante e após a cravação das estacas). Assim, através da aplicação do Teorema de Bayes, a capacidade de carga das estacas é atualizada.

Guttormsen (1987) apresenta as equações para atualização bayesiana da capacidade de carga de estacas, admitindo normalidade e independência entre as distribuições de probabilidade “a priori” e a função de verossimilhança:

$$\mu_U = \frac{\sigma_L^2 \mu_P + \sigma_P^2 \mu_L}{\sigma_L^2 + \sigma_P^2} \quad (20)$$

$$\sigma_U^2 = \frac{\sigma_L^2 \sigma_P^2}{\sigma_L^2 + \sigma_P^2} \quad (21)$$

onde μ_U é o valor médio atualizado, σ_U^2 é a variância atualizada da capacidade de carga estática das estacas, e os demais parâmetros já descritos anteriormente.

Guttormsen (1987) também propõe um “indicador de falha”, que tem por objetivo avaliar a eficiência da atualização efetuada. O indicador é calculado como segue:

$$F = \frac{\mu_L - \mu_P}{\sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_P^2}} \quad (22)$$

De acordo com Guttormsen (1987), um valor de F (em módulo) menor do que 1,5 indica uma atualização satisfatória da resistência oferecida durante a cravação. Valores superiores indicam que as duas curvas de distribuição probabilística (a priori e verossimilhança) são muito diferentes entre si, o que pode indicar um erro de avaliação em uma delas.

Nos Quadros 6 e 7 encontram-se os resultados atualizados de capacidade de carga, adotando a estimativa “a priori” prevista pelos métodos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma, respectivamente.

Quadro 6 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” – Método de Aoki e Velloso.

Área de Influência	μ_U (kN)	σ_U (kN)	δ_U	F
S1A	6133	468	8%	0,01
S2B	6258	465	7%	-0,15
S3B	6040	474	8%	0,04
S4A	6121	509	8%	0,10
S5	6297	469	7%	0,04

Os resultados da atualização foram satisfatórios, de acordo com o critério de Guttormsen (1987). Nota-se uma redução geral nas dispersões das capacidades atualizadas, em relação às dispersões observadas nas estimativas “a priori” e na função de verossimilhança, o que caracteriza uma redução na incerteza pelo acréscimo de informações decorrente da combinação das estimativas subjetivas com as observações de campo.

Quadro 7 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” – Método de Décourt e Quaresma.

Área de Influência	μ_U (kN)	σ_U (kN)	δ_U	F
S1A	6130	685	11%	0,01
S2B	6180	698	11%	-0,08
S3B	6233	704	11%	-0,18
S4A	6186	742	12%	0,04
S5	6110	588	10%	0,23

No Quadro 8 são mostrados resultados de Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD), realizados com alturas de queda crescentes, em algumas das estacas da obra.

Quadro 8 – Resultados de Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD).

Estaca	Tempo de repouso (dias)	Q_{mob} (kN)	Parcela de atrito (%)
E1 (Módulo 1)	62	5091	84%
E2 (Módulo 1)	56	5500	92%
E1 (Módulo 3)	23	5821	91%
E2 (Módulo 3)	23	5950	79%
E12 (Módulo 5)	68	4660	75%
E1 (Módulo 6)	69	6000	84%

Os valores de capacidade de carga mobilizada (Q_{mob}) nos ensaios estão na ordem de grandeza dos valores previstos “a priori” e estimados a partir das negas medidas. Cabe ressaltar que as capacidades de carga são ditas “mobilizadas”, uma vez que a energia de impacto do martelo durante o ensaio pode não ser suficiente para despertar a capacidade de carga total das estacas.

6 – ANÁLISE DAS CARGAS SOBRE AS ESTACAS

Conforme o memorial de cálculo estrutural, as estacas da obra devem receber em seu topo uma carga característica de compressão (F_k) igual a 3000 kN, oriunda da combinação mais desfavorável das solicitações relativas à ação do vento, correntes, ondas, atracação, amarração, sobrecargas acidentais e peso próprio sobre o cais.

Na falta de dados probabilísticos mais exatos sobre os carregamentos, para este estudo foram adotados três diferentes valores para o coeficiente de variação (δ_D) da carga característica: 10%, 15% e 20%. No Quadro 9 são mostrados os resultados dos parâmetros probabilísticos considerados em cada análise, em termos de média (μ_D) e desvio padrão (σ_D) das solicitações sobre as estacas.

Quadro 9 – Parâmetros probabilísticos adotados para as solicitações sobre as estacas.

δ_D	μ_D (kN)	σ_D (kN)
10%	3000	300
15%	3000	450
20%	3000	600

7 – ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

O índice de confiabilidade (β) é o parâmetro que representa a probabilidade de falha de um elemento de fundação. Para avaliar a confiabilidade quanto à capacidade de carga geotécnica dos elementos de fundações, foi calculado o índice de confiabilidade (β), a probabilidade de falha (p_f) e o fator de segurança (FS). Os cálculos foram baseados nos resultados de capacidade de carga “a priori” e “a posteriori” e na análise das cargas sobre as estacas, conforme já descrito anteriormente.

O índice de confiabilidade é determinado através da seguinte equação, válida para distribuições normais de capacidade e de demanda (Harr, 1987):

$$\beta = \frac{\mu_C - \mu_D}{\sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_D^2 - 2 \rho_{CD} \sigma_C \sigma_D}} \quad (23)$$

onde μ_C é a média da capacidade de carga das estacas, μ_D é a média da demanda (solicitação) sobre as estacas, σ_C^2 é a variância da capacidade, σ_D^2 é a variância da demanda (solicitação) e ρ_{CD} é o coeficiente de correlação entre capacidade e demanda.

Neste estudo o coeficiente de correlação entre a capacidade e a demanda foi considerado igual a zero. A probabilidade de falha pode ser obtida a partir da seguinte equação (Cintra e Aoki, 2010):

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_d(D) F_c(D) dD \quad (24)$$

onde p_f é a probabilidade de falha do elemento de fundação, $f_d(D)$ é a função densidade de probabilidade da demanda; e $F_c(D)$ é a distribuição acumulada de $f_c(C)$, condicionada por valores da função $f_d(D)$.

O Fator de Segurança foi determinado através da seguinte equação:

$$FS = \frac{\mu_C}{\mu_D} \quad (25)$$

No Quadro 10 são apresentados os fatores de segurança globais obtidos nas análises “a priori” e “a posteriori”. De modo geral, pode-se observar no Quadro 10, que os fatores de segurança obtidos na análise não sofreram grandes efeitos com atualização da capacidade de carga das estacas. Também vale ressaltar que os fatores de segurança globais atingiram em todas as áreas de influência valores superiores a 2.

A seguir são apresentadas as avaliações de confiabilidade geotécnica do estaqueamento, para as análises “a priori” e “a posteriori”.

Quadro 10 – Fatores de segurança obtidos nas análises “a priori” e “a posteriori”

Área de influência	FS “a priori”		FS “a posteriori”	
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma
S1A	2,04	2,04	2,04	2,04
S2B	2,10	2,08	2,09	2,06
S3B	2,01	2,11	2,01	2,08
S4A	2,03	2,05	2,04	2,06
S5	2,10	2,01	2,10	2,04

7.1 – Confiabilidade “a priori”

Nos Quadros 11, 12 e 13 são apresentados os resultados obtidos na análise de confiabilidade “a priori”, para três valores de coeficiente de variação das solicitações (10%, 15% e 20%).

Quadro 11 – Índices de confiabilidade “a priori” para $\delta_D = 10\%$.

Área de influência	$\delta_D = 10\%$	
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma
S1A	5,26	3,41
S2B	5,55	3,43
S3B	5,03	3,50
S4A	4,83	3,11
S5	5,55	4,08

Quadro 12 – Índices de confiabilidade “a priori” para $\delta_D = 15\%$.

Área de influência	$\delta_D = 15\%$	
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma
S1A	4,58	3,20
S2B	4,83	3,23
S3B	4,40	3,30
S4A	4,28	2,95
S5	4,83	3,72

Quadro 13 – Índices de confiabilidade “a priori” para $\delta_D = 20\%$.

Área de influência	$\delta_D = 20\%$	
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma
S1A	3,96	2,97
S2B	4,17	3,00
S3B	3,81	3,07
S4A	3,75	2,77
S5	4,17	3,34

Nos gráficos das Figuras 8 e 9 são mostrados os resultados de índice de confiabilidade em função dos coeficientes de variação das solicitações, para os dois métodos de previsão adotados e para as cinco áreas de influência. De modo geral pode-se observar que para os dois métodos de previsão (Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma), o aumento do coeficiente de variação das solicitações ocasiona redução nos valores do índice de confiabilidade (β) em todas as áreas estudadas, como esperado.

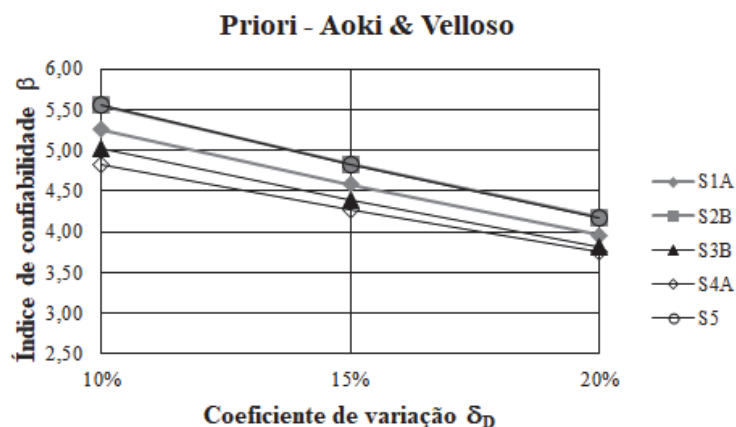


Fig. 8 – Índice de confiabilidade “a priori” (β) versus coeficiente de variação (δ_D), para o método de Aoki e Velloso.

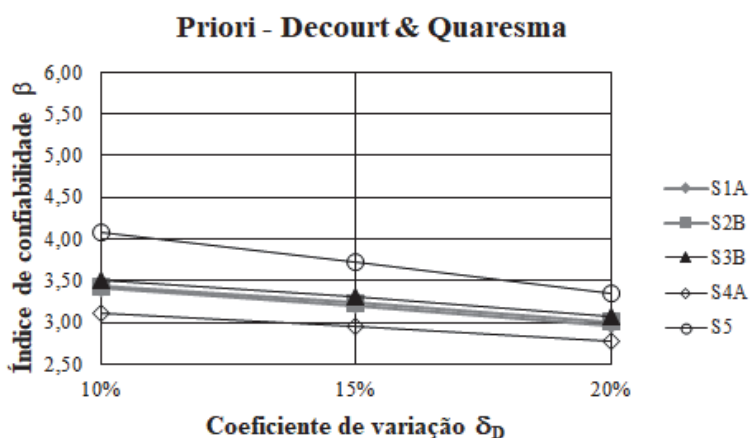


Fig. 9 – Índice de confiabilidade “a priori” (β) versus coeficiente de variação (δ_D), para o método de Décourt e Quaresma.

Segundo Aoki (2002), em Engenharia de Fundações são considerados satisfatórios índices de confiabilidade superiores a 3,09, que representam probabilidades de ruína inferiores a 1/1000. O método de Aoki e Velloso apresentou em todas as áreas de influência índices de confiabilidade superiores a 3,09. Já o método de Décourt e Quaresma apresentou índices de confiabilidade ligeiramente inferiores a 3,09 para δ_D igual a 15% (área de influência S4A) e para δ_D igual a 20% (áreas de influência S1A, S2B, S3B e S4A).

7.2 – Confiabilidade “a posteriori”

Os resultados obtidos na análise de confiabilidade “a posteriori” são apresentados nos Quadros 14, 15 e 16, nos quais são mostrados os valores do índice de confiabilidade (β), para os três valores de coeficiente de variação das solicitações adotados.

A seguir são apresentados os gráficos das Figuras 10 e 11, os quais traduzem os resultados de confiabilidade “a posteriori”, considerando os três valores de coeficientes de correlação (δ_D) adotados. Como já observado na análise “a priori”, o aumento do coeficiente de variação δ_D das solicitações reduz os índices de confiabilidade, como esperado. Todos os índices de confiabilidade ficaram acima de 3,09, valor considerado aceitável na Engenharia de Fundações (Aoki, 2002).

Quadro 14 – Índices de confiabilidade “a posteriori” para $\delta_D = 10\%$.

Área de influência	$\delta_D = 10\%$	
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma
S1A	5,64	4,18
S2B	5,88	4,19
S3B	5,42	4,23
S4A	5,29	3,98
S5	5,93	4,71

Quadro 15 – Índices de confiabilidade “a posteriori” para $\delta_D = 15\%$.

Área de influência	$\delta_D = 15\%$	
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma
S1A	4,83	3,82
S2B	5,03	3,83
S3B	4,65	3,87
S4A	4,60	3,67
S5	5,07	4,20

Quadro 16 – Índices de confiabilidade “a posteriori” para $\delta_D = 20\%$.

Área de influência	$\delta_D = 20\%$	
	Aoki e Velloso	Décourt e Quaresma
S1A	4,12	3,44
S2B	4,29	3,46
S3B	3,98	3,50
S4A	3,97	3,34
S5	4,33	3,70

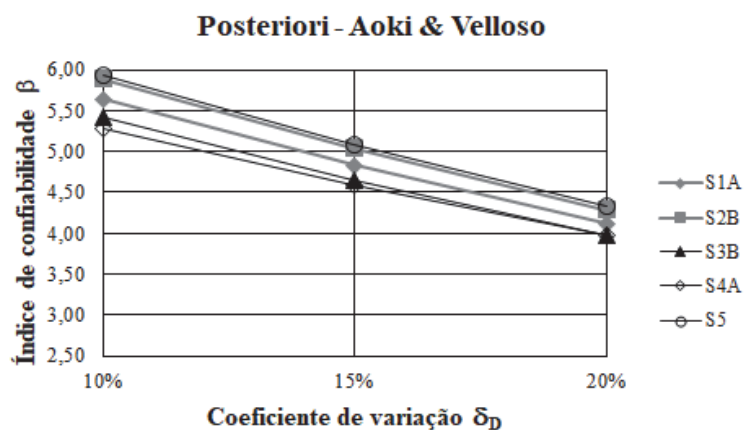


Fig. 10 – Índice de confiabilidade “a posteriori” (β) versus Coeficiente de variação (δ_D), para o método de Aoki e Velloso.

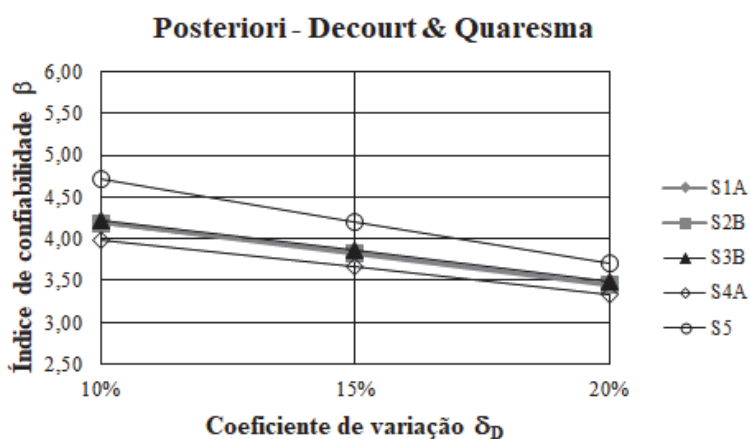


Fig. 11 – Índice de confiabilidade “a posteriori” (β) versus Coeficiente de variação (δ_D), para o método de Décourt e Quaresma.

Nota-se um aumento geral nos índices de confiabilidade “a posteriori”, em relação aos valores obtidos na análise “a priori”. Isto traduz matematicamente o ganho de confiabilidade alcançado pela introdução das medições de campo à análise, através da atualização bayesana das previsões de capacidade de carga.

8 – CONCLUSÃO

Neste estudo aplicou-se a teoria bayesiana para a atualização da capacidade de carga das estacas do cais do Porto Novo de Rio Grande (RS). Os resultados apresentados no estudo indicam que é possível uma atualização satisfatória combinando a estimativa “a priori” com resultados de medições, através de uma função de verossimilhança, permitindo assim a redução da incerteza em relação aos valores da capacidade de carga.

A comparação entre as curvas de distribuição probabilística de capacidade e demanda (solicitações) indica índices de confiabilidade satisfatórios em relação à capacidade geotécnica das estacas, no caso de obra estudado. Pode-se destacar que os índices de confiabilidade “a posteriori” tiveram um aumento significativo em relação aos índices de confiabilidade “a priori”,

corroborando a redução na incerteza ocasionada pela inclusão dos dados de cravação das estacas na análise.

O presente estudo aponta para a importância fundamental do estudo da confiabilidade para uma correta avaliação da segurança de qualquer obra de engenharia, bem como ressalta a importância do monitoramento de desempenho das obras geotécnicas para uma correta avaliação de riscos.

9 – AGRADECIMENTOS

O terceiro autor agradece ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) do Brasil o apoio recebido para o desenvolvimento desta pesquisa.

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). *Projeto e Execução de Fundações, NBR 6122*. Rio de Janeiro, 91 p.
- Alves, A. M. L.; Amadori, T. (2012). *Variância Estatística Associada a Métodos Semi-empíricos para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas*. Teoria e Prática na Engenharia Civil, No. 20, p. 61-67 (http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art7_N20.pdf).
- Amadori, T. (2013). *Análise de Confiabilidade das Fundações da Obra de Ampliação do Cais do Terminal de Contêineres do Porto de Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal de Rio Grande, 155 p.
- Aoki, N.; Velloso, D.A. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Buenos Aires, Vol. 1, p. 367-376.
- Aoki, N. (2002). *Probabilidade de Falha e Carga Admissível de Fundação por Estacas*. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, Vol. XIX, p. 48-64.
- Baecher, G. B.; Christian, J. T. (2008). *Spatial Variability and Geotechnical Reliability*. In: Reliability-based design in Geotechnical Engineering, Kok-Kwang Phoon (Ed.), Taylor & Francis, pp. 76-133.
- Baecher, G. B.; Rackwitz, R. (1982). *Factors of Safety and Pile Load Tests*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 6, No. 4, p. 409-424.
- Benegas, E. Q. (1993). *Previsões para a Curva Carga-Recalque de Estacas a partir de SPT*. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 93 p.
- Cabral, E. V. (2008). *Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 136 p.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por Estacas – Projeto Geotécnico*. Oficina de Textos, São Paulo.
- Décourt, L.; Albiero, J. H.; Cintra, J. C. A. (1999). *Análise e Projeto de Fundações Profundas*. In: Fundações Teoria e Prática, 2ª. Ed., Capítulo 8, Editora Pini, São Paulo, 751p.

- Décourt, L.; Quaresma Filho, A. R. (1978). *Capacidade de Carga a partir de valores de SPT*. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, Vol. 1, p. 45–53.
- De Mello, V. F. B. (2002). *Reconstruindo as Bases para a Geotecnia Prática Comparativa Difundindo Estatística-Probabilidades (EP) Simples e Convidativas para Tudo*. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, p. 1271–1294.
- Duncan, J. M. (2000). *Factor of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 4, p. 307–316.
- Duncan, J. M. (2001). *Closure on “Factor of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering”*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 8, p. 717–721.
- Guttormsen, T. R. (1987). *Uncertainty in Offshore Geotechnical Engineering*. Application of Bayesian Theory to Pile Driving Predictions, Research Report Societe Nationale Elf Aquitaine, NGI Report 85307-9.
- Hachich, W. (1998). *Modelos Matemáticos e Probabilistas em Engenharia Geotécnica – Uma Sistematização em Forma de Sonata*. Tese de Livre Docência, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- Harr, M. E. (1987). *Reliability-Based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill, New York.
- Jumikis, A. R. (1971). *Foundation Engineering*. Intext Educational Publishers, New York.
- Kay, J. N. (1976). *Safety Factor Evaluation of Single Piles in Sand*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 92, No. 1, p. 1-39.
- Kay, J. N. (1977). *Factor of Safety for Piles in Cohesive Soils*. 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 1, p. 587-592.
- Lacasse, S.; Guttormsen, T. R.; Goulois, A. (1990). *Bayesian Updating of Axial Capacity of Single Pile*. 5th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR'89), ASCE, p. 287-290.
- Lacasse, S.; Nadim, F. (1998). *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, p. 1172-1192.
- Laprovitera, H. (1988). *Reavaliação de Método Semi-empírico de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas a partir de Banco de Dados*. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 231 p.
- Lobo, B. O. (2003). *Verificação de Desempenho das Fundações da Obra de Modernização de um Cais de Gravidade*. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio Grande, 161 p.
- Luzzardi, F. J. A. (2015). *Análise de Confiabilidade das Fundações do Cais do Estaleiro Honório Bicalho no Porto de Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, 134 p.
- Magalhães, F. C. (2011). *Análise das Fundações da Obra de Modernização do Cais do Porto Novo de Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, 162 p.

- Santos, M. S. (2007). *Inferência Bayesiana na Avaliação da Segurança de Fundações em Estacas de Deslocamento*. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 157 p.
- Sidi, I. D.; Tang, W. H. (1987). *Updating Friction Pile Capacity in Clay*. 5th International Conference on Application of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Vancouver, p. 938-945.
- Sugai, M.; Matsuo, M. (1993). *The Control of Steel Pipe Pile Driving Based on Reliability Analysis of Bearing Capacity Estimation*. Soils and Foundations, Vol. 33, No. 3, p. 40-53.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). *Fundações*. Vol. 2, Oficina de Textos, São Paulo.
- Zhang, L.; Tang, W. H. (2002). *Use of Load Tests for Reducing Pile Length*. An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance, Geotechnical Special Publication No. 116, p. 993-1005.

EVOLUÇÃO DE CINCO GEOMEMBRANAS EXPOSTAS A CONDIÇÕES CLIMÁTICAS EM PORTUGAL DURANTE 12 ANOS

Evolution of five exposed geomembranes to climate conditions in Portugal throughout 12 years

Amélia Reis *

Madalena Barroso **

Maria da Graça Lopes***

RESUMO – A evolução das propriedades das geomembranas foi estudada com base em ensaios realizados sobre amostras expostas às condições climáticas, com e sem geotêxtil de cobertura, durante aproximadamente 12 anos, em diferentes locais de Portugal. Neste artigo, analisam-se a influência da exposição sobre diferentes geomembranas de PEAD, a influência da radiação ultravioleta sobre geomembranas expostas em locais com distintos índices de UV e a influência do geotêxtil de proteção às geomembranas. As propriedades em análise foram a massa volúmica, o índice de fluidez, a resistência à tração e a extensão na cedência e na rotura, o teor em negro de carbono e o tempo de indução à oxidação. Verificou-se que a exposição às condições climáticas afetou a massa volúmica e o tempo de indução à oxidação. Verificou-se, também, que o aumento do índice ultravioleta influenciou os resultados da resistência à tração e extensão na cedência e do tempo de indução à oxidação. Por fim, constatou-se que os resultados foram semelhantes para as geomembranas expostas com e sem geotêxtil de cobertura.

SYNOPSIS – To study how the properties of high density polyethylene geomembranes, exposed to climatic conditions, evolve throughout 12 years, a parametric study was carried out. Parameters under study included: (i) different geomembranes exposed in several regions of Portugal, aiming to assess the influence of climatic conditions; (ii) geomembranes exposed in locations with different ultraviolet index, in order to verify the influence of that index; (iii) the exposed samples, covered with and without geotextile, to evaluate the influence of such as a protection for geomembranes. The properties studied were: density, melt flow index, tensile properties, carbon black content, and oxidative induction time. The results show that the properties of the geomembranes exposed to climatic conditions present some deterioration, especially regarding the oxidative induction time and density. As for the geomembrane exposed in locations with different UV index, it suggests that the increase of this index impacts the tensile properties and oxidative induction time. Finally, it has been found that covered and exposed geomembranes presented similar results.

Palavras Chave – Geossintéticos, geomembranas, exposição a condições climáticas.

Keywords – Geosynthetics, geomembranes, exposure to climatic conditions.

* Eng.^a Civil, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal. E-mail: acreis@lnec.pt

** Investigadora Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal. E-mail: mbarroso@lnec.pt

*** Professora Coordenadora Principal, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Portugal.

E-mail: glopes@dec.isel.pt

1 – INTRODUÇÃO

As geomembranas de polietileno de alta densidade (PEAD) são utilizadas em várias aplicações em geotecnia, permanecendo, por vezes, expostas às condições climáticas por longos períodos, como é caso das lagoas ou dos aterros de resíduos, cujos sistemas de impermeabilização não incluem a colocação de geossintéticos (*e.g.*, um geotêxtil) para proteção da geomembrana nos taludes.

As geomembranas expostas ficam sujeitas a condições adversas, nomeadamente, aos efeitos dos raios ultravioleta (UV), do oxigénio e da temperatura, o que pode levar à degradação das suas propriedades e comprometer o seu desempenho a longo prazo.

A degradação das propriedades das geomembranas devido à exposição às condições climáticas tem sido amplamente estudada. Contudo, os estudos realizados ou usaram geomembranas envelhecidas artificialmente em laboratório (*e.g.* Koerner *et al.*, 2011, 2017), ou se restringiram locais com condições climáticas específicas, que não representam a totalidade das condições registadas em Portugal (*e.g.* Lopes e Monteiro, 1999; Tarnowski e Baldauf, 2006; Carneiro, 2009; Rowe *et al.*, 2009; Baleki *et al.*, 2010; Yako *et al.*, 2010; Rowe e Ewais, 2015).

Para avaliar a evolução das propriedades das geomembranas em PEAD expostas às condições climáticas em Portugal, está em curso, desde 1999, um estudo no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Numa primeira fase, analisou-se a influência das condições climáticas sobre a resistência mecânica das soldaduras entre painéis adjacentes de geomembrana. Os resultados deste estudo foram apresentados por Lopes e Barroso (2004), Barroso *et al.* (2004, 2012) e Barroso e Lopes (2010).

Para dar continuidade ao referido estudo e, simultaneamente, alargar o seu âmbito às geomembranas propriamente ditas, foram realizados ensaios laboratoriais sobre as amostras após 12 anos de exposição. Foram avaliadas as seguintes propriedades: massa volúmica, resistência à tração e extensão na cedência, índice de fluidez, teor em negro de carbono e tempo de indução à oxidação.

No presente estudo, analisa-se a influência da exposição às condições climáticas sobre as diferentes propriedades de cinco geomembranas de PEAD expostas, com e sem cobertura de geotêxtil, em oito locais diferentes, durante 12 anos, discute-se a influência da radiação UV sobre as propriedades de duas geomembranas expostas em locais com diferentes índices de UV e avalia-se a influência do geotêxtil como material de proteção às geomembranas.

Neste estudo foram, também, comparados os valores das diferentes propriedades das geomembranas com os requisitos mínimos, atualmente, preconizados pelo *Geosynthetic Research Institute* (GRI) - GM13 (2016), com vista a verificar se, após 12 anos de exposição, estes materiais ainda cumprem os valores mínimos preconizados. Os resultados desta comparação foram já apresentados por Reis (2016) e Reis *et al.* (2016), pelo que não serão incluídos no presente artigo.

2 – TRABALHO EXPERIMENTAL

2.1 – Amostras e localização

As amostras foram expostas no final da década de noventa, durante a construção de vários aterros de resíduos sólidos em Portugal, a partir de painéis de geomembrana, cortados na direção de fabrico. Incluíam uma soldadura dupla, realizada por termofusão, a meio da amostra. Foram divididas em duas partes, uma das quais foi coberta com um geotêxtil de proteção, tal como se pode observar na Figura 1.

As condições de exposição foram semelhantes para as diferentes geomembranas. As amostras foram colocadas na horizontal, em banquetas de taludes, ou em coberturas de edifícios, sem ficarem sujeitas a tensões de tração ou zonas em sombra. A zona de soldadura foi alinhada com a direção norte/sul.

Foram utilizadas cinco geomembranas de PEAD, lisas, com espessura nominal de 2,0 mm, as quais são designadas por GM-A, GM-B, GM-C, GM-D e GM-E. Foram expostas em oito locais



Fig. 1 – Exemplos de amostras expostas.

diferentes de Portugal (Figura 2): Valença, Viana do Castelo, Boticas, Vila Nova de Gaia, Bigorne, Aveiro, Figueira da Foz e Loulé. A GM-A foi exposta em três locais e a GM-B em dois locais diferentes.

Foram utilizadas cinco geomembranas de PEAD, lisas, com espessura nominal de 2,0 mm, as quais são designadas por GM-A, GM-B, GM-C, GM-D e GM-E. Foram expostas em oito locais diferentes de Portugal (Figura 2): Valença, Viana do Castelo, Boticas, Vila Nova de Gaia, Bigorne, Aveiro, Figueira da Foz e Loulé. A GM-A foi exposta em três locais e a GM-B em dois locais diferentes.

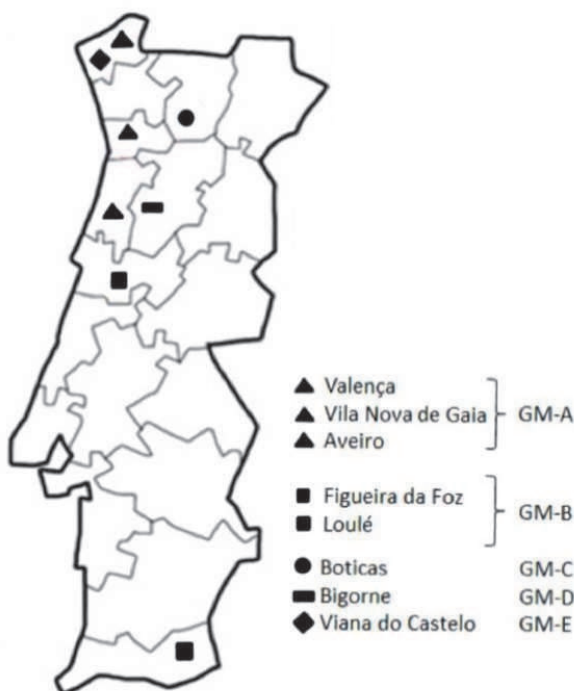


Fig. 2 – Locais de exposição das geomembranas no país.

O geotêxtil de proteção foi o mesmo em todos os locais: polietileno de alta densidade (cor preta), não tecido, agulhado, 3 mm de espessura e 300 g/m² de massa por unidade de área.

2.2 – Propriedades iniciais das geomembranas

No Quadro 1 apresentam-se as principais propriedades iniciais das geomembranas em estudo, de acordo com a sua localização. Os valores indicados foram determinados laboratorialmente, ou pelo LNEC durante o período de preparação das amostras, ou pelo fabricante no âmbito do seu controlo de fabrico e disponibilizados aquando da preparação das amostras. São, também, indicados os valores apresentados nas fichas técnicas das respetivas geomembranas.

Quadro 1 – Principais propriedades iniciais das geomembranas.

Propriedade	Norma de ensaio	Localização				
		GM-A (Valença, V.N. Gaia, Aveiro)	GM-B (Figueira da Foz, Loulé)	GM-C (Boticas)	GM-D (Bigorne)	GM-E (Viana do Castelo)
Massa volúmica (g/cm ³)	ASTM D1505	0,942*	0,940*	≥0,945*	0,940*	0,946* 0,945**
Resistência à tração na cedência (kN/m)	ASTM D6693	34* 31,9**	30* 40,5**	37*	34*	34* 36,5**
Extensão na cedência (%)		10* 13,2**	10* 10,4**	10*	11*	13* 14,7**
Resistência à tração na rotura (kN/m)		55* 68,1**	55* 58,9**	56*	70*	55* 44,7**
Extensão na rotura (%)		700* 578,2**	>700* 790,2**	>700*	≥750*	700* 830,2**
Teor em negro de carbono (%)	ASTM D1603	-	2,0*	2-3*	2-3*	2-3 2,1**
Tempo de indução à oxidação (OIT) (min)	ASTM D3895	-	-	-	100*	100* 82,2**
Índice de fluidez (190°C/5kg) (g/10 min)	ASTM D 1238	2,4* 0,96**	0,6-1,8* 0,8**	1,0*	1,0*	2,37**

Legenda: *Ficha Técnica | ** Determinado em laboratório | - = sem informação disponível

Conforme pode observar-se, existe uma diferença, por vezes significativa, entre os valores obtidos nos ensaios realizados sobre as amostras e os valores indicados nas fichas técnicas das geomembranas, o que se deve ao facto dos valores das fichas técnicas corresponderem a valores médios obtidos ao longo do tempo a partir de um número muito elevado de geomembranas ensaiadas.

2.3 – Métodos de ensaio

2.3.1 – Massa volúmica

Os ensaios de determinação da massa volúmica foram realizados segundo a norma ASTM D 1505. Este método é geralmente utilizado para materiais com massa volúmica inferior a 1g/cm³, que é normalmente o caso das geomembranas de PEAD. Estas, utilizando resinas com massas volúmicas na gama dos 0,934 a 0,938 g/cm³, só conseguem atingir valores da massa volúmica da ordem dos 0,941 a 0,950 g/cm³ (Rowe *et al.*, 2003), devido à adição de negro de carbono ou outros aditivos geralmente incorporados nas geomembranas.

A massa volúmica é importante no âmbito deste trabalho por estar diretamente relacionada com a cristalinidade dos polímeros (Halse *et al.*, 1991), a qual afeta as propriedades térmicas (ponto de endurecimento, viscosidade e temperatura de fusão), mecânicas (resistência à tração, torção, ao impacto e flexibilidade a baixa temperatura) e químicas (resistência química, resistência à fissuração - *stress cracking* na literatura anglo sónica) da geomembranas.

No Quadro 2 resume-se o modo como as propriedades das geomembranas variam de acordo com o aumento da massa volúmica do polietileno.

Quadro 2 – Variação das diferentes propriedades do polietileno com o aumento da massa volúmica (Lodi, 2003).

Propriedades	Tendência de variação
Térmicas:	
Ponto de endurecimento	Grande aumento
Viscosidade e termofusão	Aumento
Mecânicas:	
Espessura	Aumento
Resistência à tração	Aumento
Resistência à torção	Aumento
Resistência ao impacto	Diminuição
Flexibilidade a baixa temperatura	Diminuição
Químicas:	
Resistência à fissuração	Diminuição
Permeabilidade	Diminuição
Resistência química	Aumento

2.3.2 – Índice de fluidez (MFI)

Os ensaios de determinação do índice de fluidez foram realizados segundo a norma ASTM D1238. Foram realizados a 190°C e com uma carga nominal de 5,0 kg. Estes ensaios são usados para quantificar massa (em gramas) do polímero extrudido em 10 minutos, através de um orifício normalizado, sob determinadas condições de pressão e temperatura.

O valor do MFI permite avaliar indiretamente o peso molecular dos polímeros termoplásticos. Um valor alto deste índice indica que o polímero apresenta um peso molecular baixo, propriedade que condiciona diretamente as propriedades mecânicas da geomembrana. Salienta-se que a comparação de valores do índice de fluidez só tem significado se forem comparadas geomembranas de um mesmo polímero (Rowe e Ewais, 2015).

O MFI pode ser usado como indicador de oxidação. A degradação do polímero por oxidação pode induzir tanto a reações que originam ligações cruzadas (*crosslinking*) como a reações de cisão da cadeia polimérica (*chain reaction*), ambas produzindo alterações no peso molecular. Das primeiras resulta um aumento no peso molecular, enquanto as segundas conduzem a uma diminuição do peso molecular (Lodi, 2003; Rowe e Ewais, 2015).

2.3.3 – Resistência à tração/extensão

Os ensaios para avaliação da resistência à tração/extensão foram realizados segundo a norma ASTM D6693.

As geomembranas de PEAD apresentam um pico de tensão bem definido (ponto de cedência) para pequenas extensões (cerca de 15%). Com o aumento da solicitação à tração o polímero na sua parte central sofre um alongamento (com estreitamento lateral) fazendo com que os valores da resistência diminuam após o ponto de cedência, devido ao ensaio se realizar a uma velocidade de deformação constante. Com a continuação do aumento da solicitação, dá-se um aumento do valor da resistência, atribuído a um rearranjo molecular. A rotura atinge-se para valores da extensão muito elevados (da ordem dos 700 a 1200%), sendo os valores da resistência na rotura também muito superiores aos da cedência do material (Lodi, 2003) como ilustra a Figura 3.

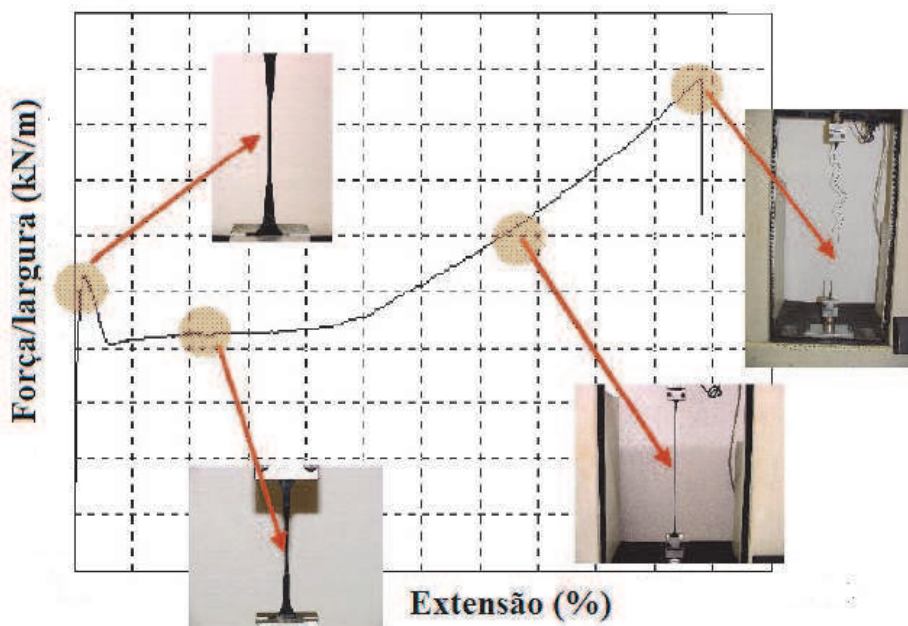


Fig. 3 – Comportamento Força/Extensão de Geomembranas de PEAD (Lodi, 2003).

As propriedades mecânicas das geomembranas são úteis para avaliar a degradação das geomembranas em resultado da oxidação. Com a oxidação a cristalinidade das geomembranas aumenta, tornando-as mais frágeis. Inicialmente a oxidação pode levar a um aumento da resistência à tração na cedência e uma diminuição na extensão na cedência. Contudo, à medida que a oxidação prossegue, a degradação acentua-se e a geomembrana torna-se extremamente frágil. Em consequência, a resistência à tração diminui (Rowe *et al.*, 2009).

2.3.4 – Teor em negro de carbono

Os ensaios de determinação do teor em negro de carbono foram realizados segundo a norma ASTM D 1603.

O negro de carbono é um aditivo que se junta à formulação da geomembrana para minimizar os efeitos negativos dos raios UV sobre os polímeros, os quais conduzem à degradação das propriedades mecânicas das geomembranas, nomeadamente ao surgimento de comportamento frágil e de fissuras. A percentagem de negro de carbono tipicamente adicionada às geomembranas de PEAD é da ordem dos 2 a 3 %.

A degradação dos materiais poliméricos conduz tipicamente a uma diminuição do teor de negro de carbono.

2.3.5 – Tempo de indução à oxidação

A avaliação da estabilidade de oxidação do polietileno pode ser obtida pela medida do tempo de indução à oxidação (OIT) segundo a norma ASTM D 3895. Este tempo é o necessário para que uma amostra de geomembrana seja oxidada, sob determinadas condições de pressão e temperatura. Os valores de OIT indicam a quantidade (não o tipo) de antioxidante que ainda resta na geomembrana. Este conhecimento é extremamente útil uma vez que são os antioxidantes que protegem a geomembrana da degradação.

De uma forma geral, a durabilidade das geomembranas de PEAD diminui com a oxidação, em resultado da reação entre o oxigénio e o polímero.

Segundo Hsuan e Koerner (1998), a degradação química das geomembranas de PEAD inclui três fases:

- depleção dos antioxidantes: fase em que os antioxidantes existentes na geomembrana são consumidos;
- tempo de indução: fase correspondente ao intervalo entre a delapidação dos antioxidantes e o início da degradação das propriedades da geomembrana;
- degradação do polímero: fase correspondente à modificação da estrutura do polímero, acompanhada pela deterioração das propriedades mecânicas da geomembrana (geralmente é considerada uma redução correspondente a 50% do valor original da propriedade).

A resistência à oxidação depende das características e da quantidade de antioxidantes adicionados ao polímero para evitar a degradação da geomembrana.

3 – RESULTADOS

3.1 – Influência da exposição às condições climáticas sobre as diferentes geomembranas

Para estudar a influência da exposição às condições climáticas sobre diferentes geomembranas compararam-se os resultados obtidos para cinco geomembranas expostas (GM-exp) com os valores de referência.

Foram adotados como valores de referência os obtidos a partir dos ensaios laboratoriais iniciais, realizados pelo LNEC ou pelo fabricante no âmbito do seu controlo de fabrico (GM-ensaios iniciais). Na ausência de resultados laboratoriais, foram usados os valores indicados nas fichas técnicas (GM-ficha técnica). Recordar-se que os valores indicados nas fichas técnicas correspondem a valores médios dos ensaios realizados pelo fabricante ao longo do tempo, pelo que as comparações são encaradas numa perspetiva de tendência geral.

Nas Figuras 4 a 9 apresentam-se os resultados obtidos, respetivamente, para a massa volúmica, o índice de fluidez (MFR), a resistência à tração e extensão na cedência e na rotura, o teor em negro de carbono e o tempo de indução à oxidação, para as geomembranas expostas, bem como os valores de referência. Os resultados obtidos são representados sob a forma de gráfico de barras e incluem as barras de erro correspondentes ao desvio padrão.

No que se refere à massa volúmica (Figura 4), verifica-se que todas as geomembranas expostas às condições climáticas apresentam valores superiores aos valores de referência, à exceção da GM-E, cujos valores foram idênticos. De referir que, para a GM-E, os valores usados como referência provieram de ensaios laboratoriais iniciais, enquanto para as restantes geomembranas foram obtidos a partir das fichas técnicas.

A tendência de aumento da massa volúmica pode estar relacionada com alterações na estrutura do polímero, em consequência da ação dos raios UV, da oxidação e da temperatura, cujo efeito combinado pode levar ao aumento das zonas amorfas no polímero e consequente diminuição da cristalinidade. Os valores obtidos para o tempo de indução à oxidação, que se apresentam na Figura 9, tendem a confirmar a ocorrência de oxidação dos polímeros.

Para o índice de fluidez (Figura 5), verifica-se que os valores obtidos para as GM-A e GM-B expostas são superiores aos valores de referência, enquanto para as GM-C, GM-D se observa a tendência contrária. Para GM-E obtiveram-se valores idênticos. De referir que, para as GM-C e GM-D, os valores de referências são os indicados nas fichas técnicas, pelo que, correspondendo a valores médios, podem ter sido adotados como referência valores superiores aos valores iniciais daquelas geomembranas. Lodi *et al.* (2007) e Rowe *et al.* (2003) relatam aumentos nesta propriedade em resultado da exposição às condições climáticas, tendo atribuído esse aumento à degradação das geomembranas devido ao efeito dos raios UV.

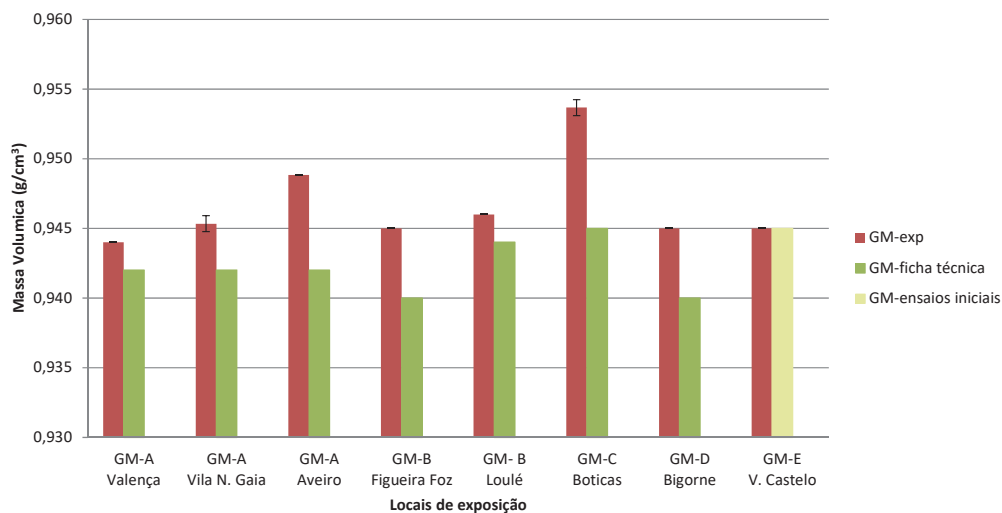


Fig. 4 – Comparação entre os valores de massa volúmica das geomembranas expostas e de referência.

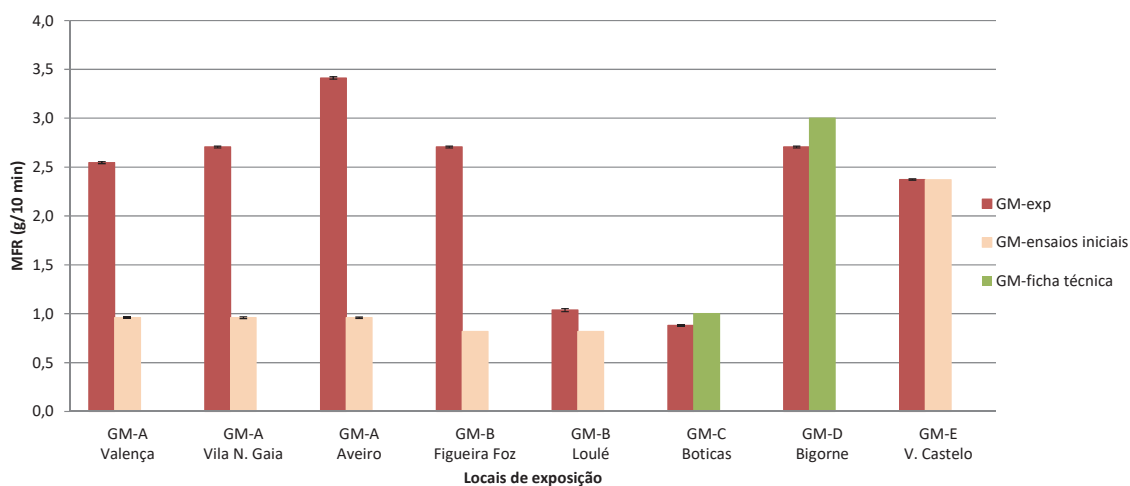


Fig. 5 – Comparação entre os valores de índice de fluidez (MFR) das geomembranas expostas e de referência.

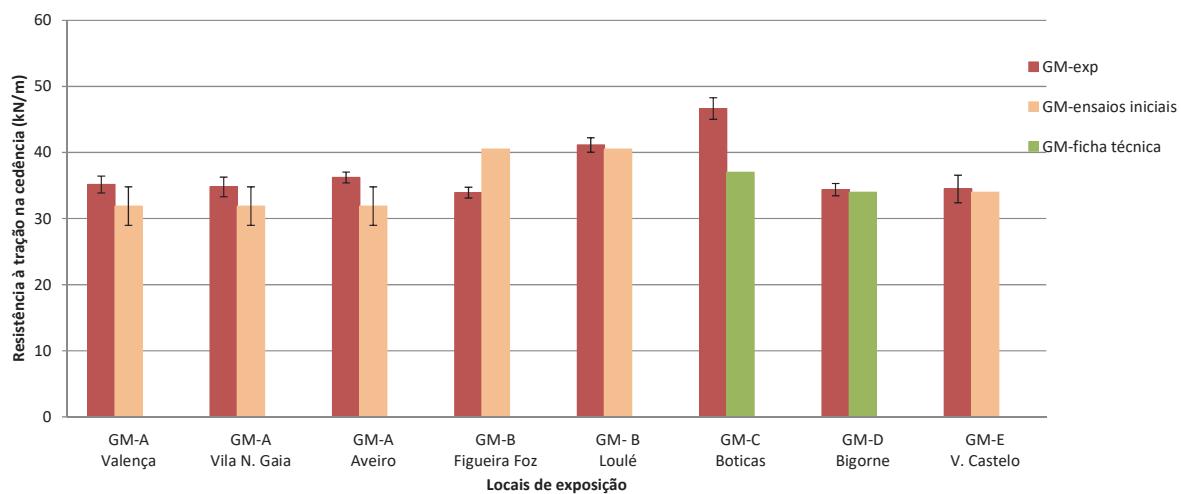


Fig. 6 – Comparação entre os valores de resistência à tração na cedência das geomembranas expostas e de referência.

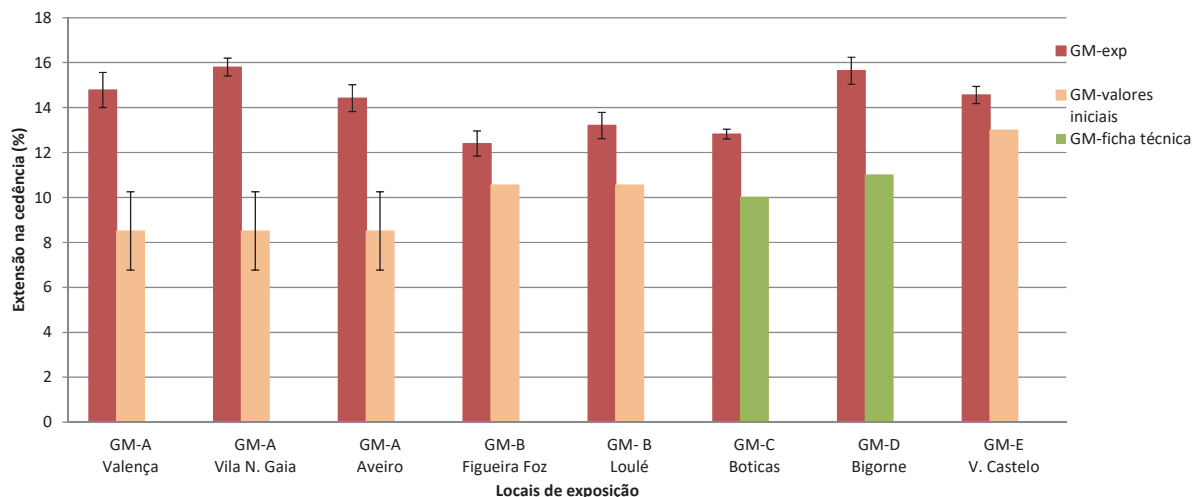


Fig. 7 – Comparação entre os valores de extensão na cedência das geomembranas expostas e de referência.

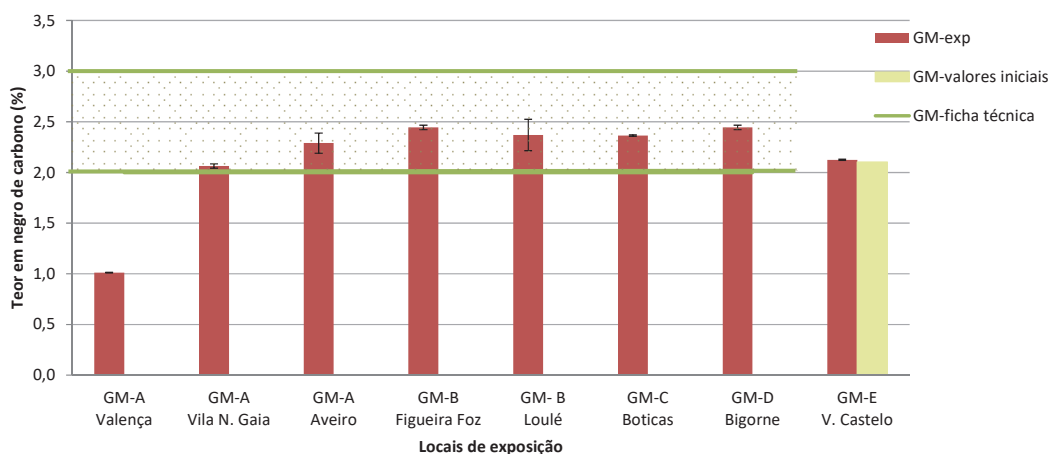


Fig. 8 – Comparação entre os valores de teor em negro de carbono das geomembranas expostas e de referência.

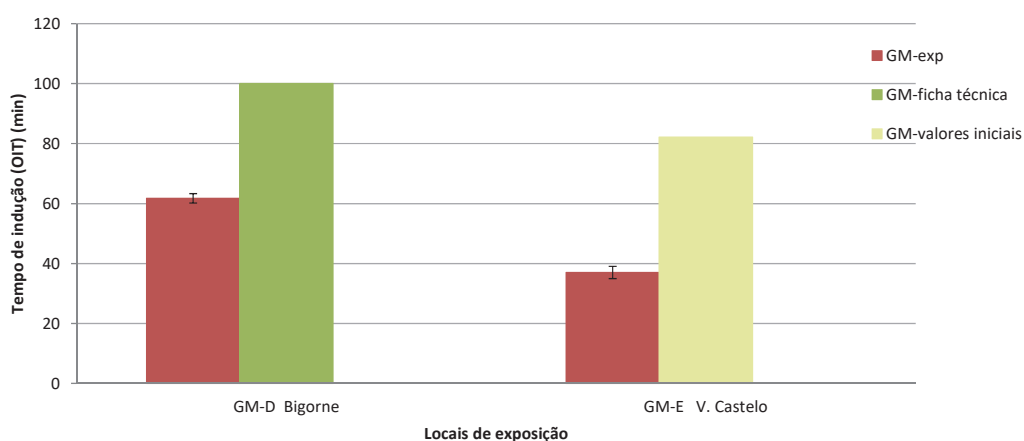


Fig. 9 – Comparação entre os valores do tempo de indução à oxidação das geomembranas expostas e de referência.

Conforme se pode ver na Figura 6, a resistência à tração na cedência apresenta variações pouco significativas, se se tiver em consideração a dispersão dos resultados expressa pelas barras de erro. É, no entanto de salientar que, à exceção da amostra exposta na Figueira da Foz, a resistência à tração na cedência aumentou. Este aumento é consistente com o aumento da massa volúmica, tal como pode observar-se no Quadro 2. O aumento da resistência à tração pode estar relacionado com a oxidação do polímero. De acordo com Rowe *et al.* (2009), inicialmente a oxidação pode levar a um aumento da resistência à tração na cedência e uma diminuição na extensão na cedência, na medida em que a geomembrana se torna frágil. Com a progressão da degradação, as propriedades a resistência à tração vai diminuindo, conforme comprovam os estudos realizados por Tarnowski e Baldauf (2006) e por Rowe e Ewais (2015).

No que refere à extensão na cedência, os valores obtidos para as geomembranas expostas, de um modo geral, são superiores aos valores de referência. Não é clara a razão deste comportamento. Estes resultados diferem dos resultados obtidos por Rowe e Ewais (2015), que relatam uma diminuição das propriedades mecânicas numa geomembrana exposta durante 16 anos. De acordo com os autores a diminuição das propriedades mecânicas pode estar relacionada com vários fatores, incluído alterações na estrutura, foto-oxidação e termo-oxidação. A diferença entre os resultados apresentados no presente trabalho e os resultados relatados por aqueles autores pode estar relacionada com as diferenças entre as condições climáticas prevalecentes durante os períodos de exposição.

Para o teor em negro de carbono (Figura 8), à exceção da GM-E exposta em Viana do Castelo, verifica-se que os valores de referência correspondem a um intervalo compreendido entre 2 e 3%, o que inviabiliza a comparação, pois não se dispõe apenas de um valor. No que se refere à GM-E, observa-se que os valores são semelhantes, sugerindo que a exposição não afetou esta propriedade da GM-E.

Para o tempo de indução à oxidação (Figura 9), não foram realizados ensaios laboratoriais iniciais e apenas as GM-D e GM-E incluem nas fichas técnicas valores para esta propriedade, pelo que só se dispõe de valores de referência para duas amostras. Os resultados obtidos para as geomembranas expostas foram bastante inferiores aos valores de referência, sugerindo que ocorreu consumo de antioxidantes devido à exposição das amostras às condições climáticas. No entanto, é de salientar que apesar do consumo ainda restam antioxidantes nas geomembranas. Estes resultados estão de acordo com os resultados obtidos por Rowe *et al.* (2003), Lodi *et al.* (2007), Tarnowski e Baldauf (2012) e por Rowe e Ewais (2015), que relataram grandes decréscimos nos valores desta propriedade em consequência da exposição às condições climáticas.

Em suma, verificou-se que a massa volúmica e a extensão aumentaram com a exposição às condições climáticas. Para o índice de fluidez e para o teor em negro de carbono não foi possível estabelecer nenhuma tendência. Para a resistência à tração na cedência os resultados das geomembranas expostas foram semelhantes às propriedades iniciais. O tempo de indução diminuiu significativamente com a exposição às condições climáticas. Assim, a exposição às condições climáticas parece afetar apenas a massa volúmica e o tempo de indução à oxidação.

3.2 – Influência do índice UV

O conceito de índice UV foi desenvolvido num contexto de saúde pública, para fornecer informação às populações sobre a intensidade máxima diária da radiação ultravioleta num dado local, assim como a sua evolução, tendo em conta a diminuição observada e prevista da espessura da camada de ozono à escala global.

O índice UV exprime-se como o resultado da multiplicação do valor médio no tempo da irradiância efetiva (W/m^2) por 40. Por exemplo, a uma irradiância efetiva de $0,2 W/m^2$ corresponde um valor do índice UV de 8,0. É um número inteiro diretamente proporcional à intensidade de radiação ultravioleta à superfície que pode produzir uma queimadura solar na pele humana. De acordo com as recomendações da Organização Meteorológica Mundial (OMM) e da Organização

Mundial de Saúde (OMS) foi convencionada a seguinte classificação qualitativa para os vários níveis de índice UV (Quadro 3).

Quadro 3 – Classificação qualitativa para os vários níveis do índice UV (Nunes *et al.*, 2013).

Índice UV	Classificação OMS	
1 a 2	Baixo	[0; 2,5[
3 a 5	Moderado	[2,5; 5,5[
6 a 7	Alto	[5,5; 7,5[
8 a 10	Muito Alto	[7,5; 10,5[
Maior que 11	Extremo	[10,5; ...[

Rowe e Ewais (2015) propuseram uma relação entre o índice UV e a temperatura da geomembrana, sendo que a última tinha previamente sido relacionada com a taxa de degradação a partir dos resultados relatados por Rowe *et al.* (2012) e por Peggs (2008), para geomembranas expostas em locais com diferentes índices de UV (Quadro 4).

Adotando a metodologia descrita por Rowe e Ewais (2015), no presente trabalho compararam-se os resultados obtidos para as geomembranas GM-A e GM-B expostas em locais com diferentes índices UV, com vista a estudar a influência deste índice sobre as propriedades das geomembranas expostas durante 12 anos.

Observando a distribuição média do índice UV para céu limpo (IUV_{CL}) na Península Ibérica no período compreendido entre 2003 e 2012 (Figura 10), obtida com base nos dados recolhidos por satélite e extraídos do *website* <http://temis.nl/>, convertidos pelo Instituto Português do Mar e da Atmosfera e apresentados por Nunes *et al.* (2013), verifica-se que este índice aumenta com diminuição da latitude (de norte para sul). De referir que, segundo os mesmos autores, os valores médios do índice UV em Portugal apresentam uma variação sazonal, variando de 3 a 6, entre outubro e abril, e de 9 a 10, entre maio e setembro.

Quadro 4 – Relação entre o índice UV e a temperatura da geomembrana de cor preta exposta (Rowe e Ewais, 2015).

Índice UV	Taxa de degradação	Temperatura da geomembrana (°)
0 – 2	Baixa	20
		25
3 – 5	Moderada	30
		35
6 – 7	Alta	40
		45
8 – 10	Muito Alta	50
		55
		60
		65
>11	Extrema	70
		75
		80
		85

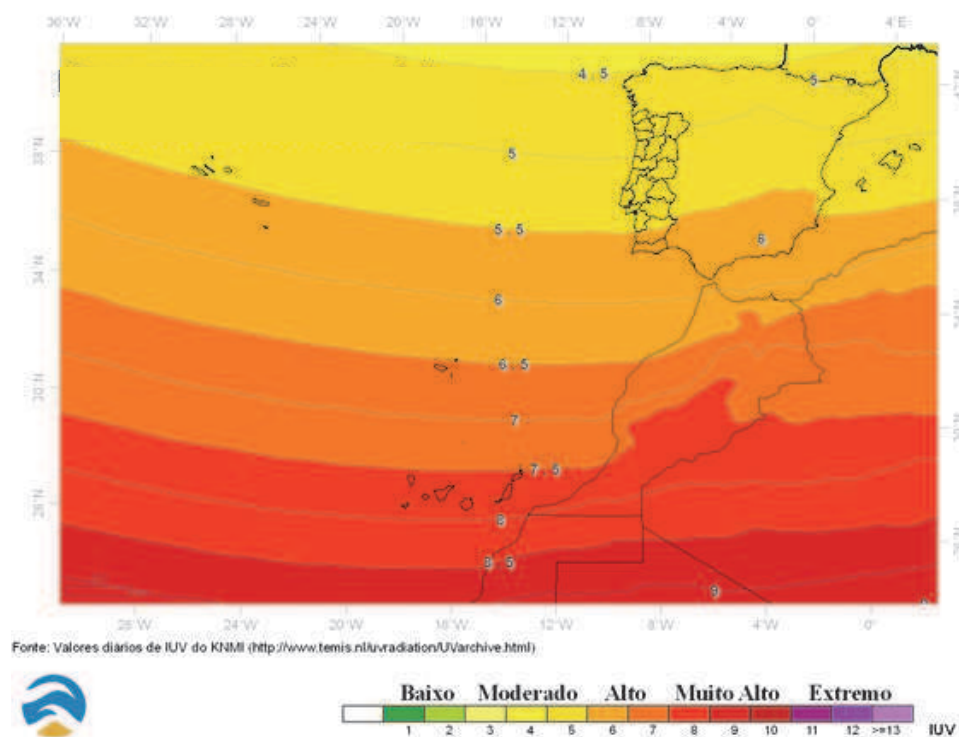


Fig. 10 – Distribuição do valor médio do índice UV_{CL} para o período de 2003-2012 (Nunes *et al.*, 2013).

Conforme pode constatar-se na Figura 10, em grande parte do território nacional o índice UV médio varia entre 4,5 e 5,5, com valor médio de 5. Nestas circunstâncias, os locais de exposição da GM-A apresentam todos o mesmo valor de índice UV, pelo que não é possível estudar o impacto deste índice sobre as geomembranas expostas. No Quadro 5, apresenta-se a variação das propriedades da GM-B exposta 12 anos em dois locais com diferente índice UV.

Quadro 5 – Propriedades da GM-B exposta 12 anos em locais com diferente índice UV.

Propriedade	Figueira da Foz Índice UV médio = 5	Loulé Índice UV médio = 6
Massa volúmica (g/cm^3)	0,945	0,946
Índice de fluidez ($190^\circ C/5kg$) ($g/10\ min$)	2,706	1,038
Resistência à tração na cedência (kN/m)	33,920	41,120
Extensão na cedência (%)	12,400	13,200
Teor em negro de carbono (%)	2,40	2,37
Tempo de indução à oxidação (OIT) (min)	61,75	55,50

Verifica-se que a massa volúmica não sofreu alterações significativas com o aumento do índice UV, tendo em conta o desvio padrão associado a estes resultados, sugerindo que o aumento deste índice não influencia a massa volúmica.

No caso do índice de fluidez, verifica-se uma diminuição desta propriedade com o aumento do índice UV, sugerindo que o mesmo influenciou esta propriedade.

Para a resistência à tração e extensão na cedência, observou-se um aumento destas propriedades com o aumento do índice UV, especialmente a resistência à tração, indicando que este índice UV teve influência na resistência. Tal como anteriormente mencionado, o aumento destas propriedades

pode estar relacionado com a oxidação do polímero, que numa fase inicial da degradação torna a geomembrana mais frágil, bem como com o aumento cristalinidade do polímero numa fase inicial de degradação, conforme indicado por Rowe *et al.* (2003).

No que se refere ao teor em negro de carbono, verifica-se que os valores na Figueira da Foz e em Loulé são semelhantes tendo em conta o desvio padrão associado a estes resultados, sugerindo o índice UV não influencia o teor em negro de carbono.

Para o tempo de indução à oxidação, verifica-se que o índice UV foi inferior para a amostra exposta em Loulé, o que pode estar relacionado com um maior consumo de antioxidantes, em consequência de a amostra estar exposta numa zona caracterizada por maior índice UV.

Em suma, o aumento do índice UV registado entre Figueira da Foz e Loulé poderá ter influenciado os resultados da resistência à tração e extensão na cedência e do tempo de indução à oxidação. Relativamente a esta última, os resultados sugerem que ocorreu maior consumo de antioxidantes na amostra exposta no local caracterizado por um maior índice UV.

3.3 – Influência do geotêxtil de proteção

Para estudar a influência do geotêxtil na proteção às geomembranas compararam-se os resultados obtidos para as amostras expostas com e sem geotêxtil de cobertura. Estavam nestas condições as geomembranas GM-A, GM-B, e GM-C expostas, respetivamente, em Aveiro, Loulé e Boticas.

Nas Figuras 11 a 16 apresentam-se os resultados obtidos, respetivamente, para a massa volúmica, o índice de fluidez, a resistência à tração e extensão na cedência e na rotura, o teor em negro de carbono e o tempo de indução à oxidação, para as geomembranas expostas com e sem geotêxtil de cobertura (GM-cob e GM-exp).

Para a massa volúmica (Figura 11), verificou-se que os valores obtidos foram menores para a GM-cob do que para a GM-exp, para as amostras expostas em Aveiro (GM-A) e Boticas (GM-C). Salienta-se que as geomembranas cobertas com geotêxtil ficam em condições semelhantes às geomembranas não expostas, pelo que estes resultados são consistentes com os apresentados na seção 3.1. Em Loulé (GM-B), a geomembrana coberta apresentou uma massa volúmica superior à geomembrana exposta sem geotêxtil, contrariamente ao esperado, não sendo clara a razão deste comportamento. Assim, não é possível estabelecer uma tendência geral para esta propriedade.

Para o índice de fluidez (Figura 12), resistência à tração e extensão na cedência (Figuras 13 e 14) e teor em negro de carbono (Figura 15), verifica-se que os resultados para as GM-cob e GM-exp são muito semelhantes em todos os locais de exposição, tendo em consideração a dispersão dos resultados expressa pelas barras de erro. Estes resultados são coerentes com os obtidos na comparação entre os resultados apresentados na seção 3.1, os quais indicam que estas propriedades não foram substancialmente afetadas pela exposição das geomembranas durante 12 anos, pelo que ainda não é possível verificar se o geotêxtil proporciona uma proteção adicional à geomembrana. Salienta-se que os geotêxteis apresentavam visualmente sinais de degradação, nomeadamente pulveriza-se quando solicitado com a mão. A degradação do geotêxtil inviabilizará a continuação deste estudo no futuro.

Para o tempo de indução à oxidação (Figura 16), verificou-se, em Aveiro (GM-A), os resultados obtidos para a GM-exp foram superiores aos obtidos para GM-cob, contrariamente ao esperado. Não é claro o motivo desta ocorrência. Para as amostras expostas em Loulé e Boticas (GM-B e GM-C), os resultados foram semelhantes, tendo em consideração a dispersão dos resultados expressa pelas barras de erro associadas aos resultados. Estes resultados sugerem que o geotêxtil não proporcionou proteção adicional às geomembranas. Sugerem igualmente que a oxidação das geomembranas tem lugar mesmo quando estão cobertas, já que os obtidos são substancialmente inferiores aos valores de referência.

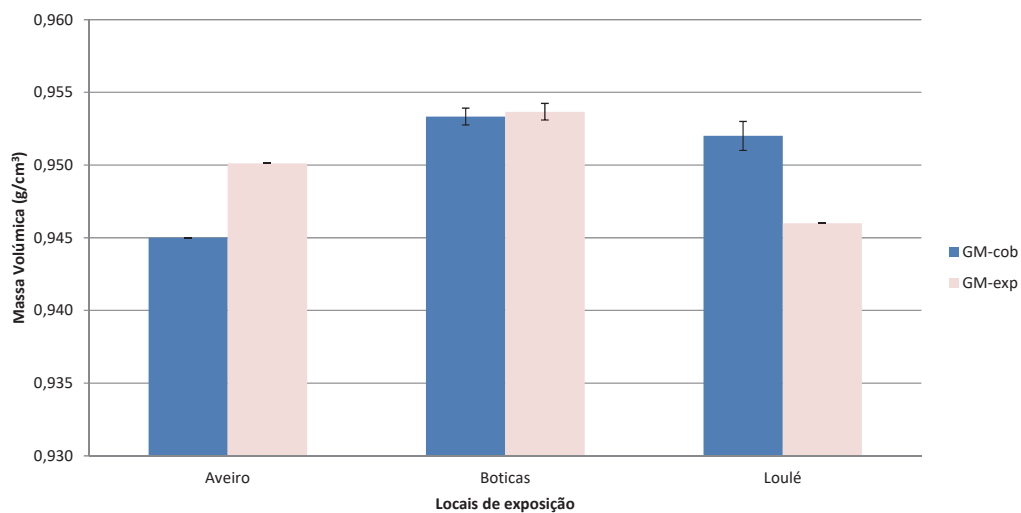


Fig. 11 – Comparação da massa volúmica entre geomembranas expostas com e sem geotêxtil de cobertura.

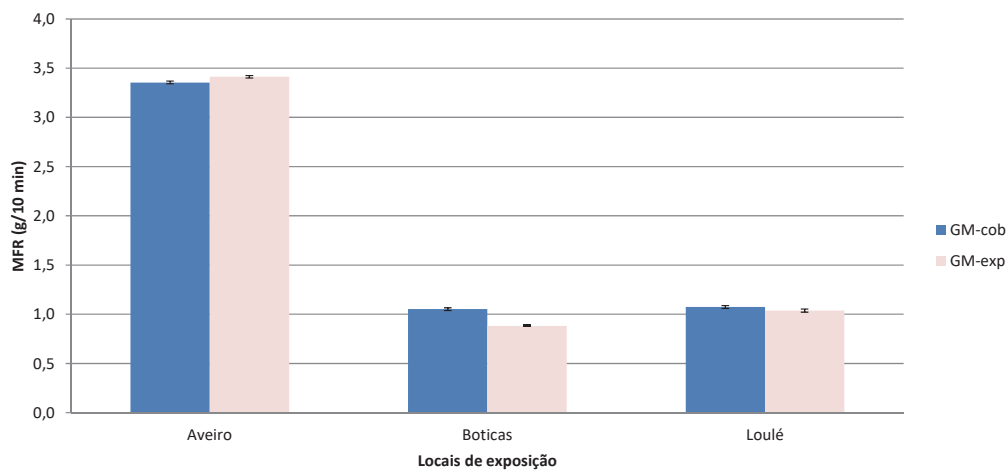


Fig. 12 – Comparação do índice de fluidez (MFR) entre geomembranas expostas com e sem geotêxtil de cobertura.

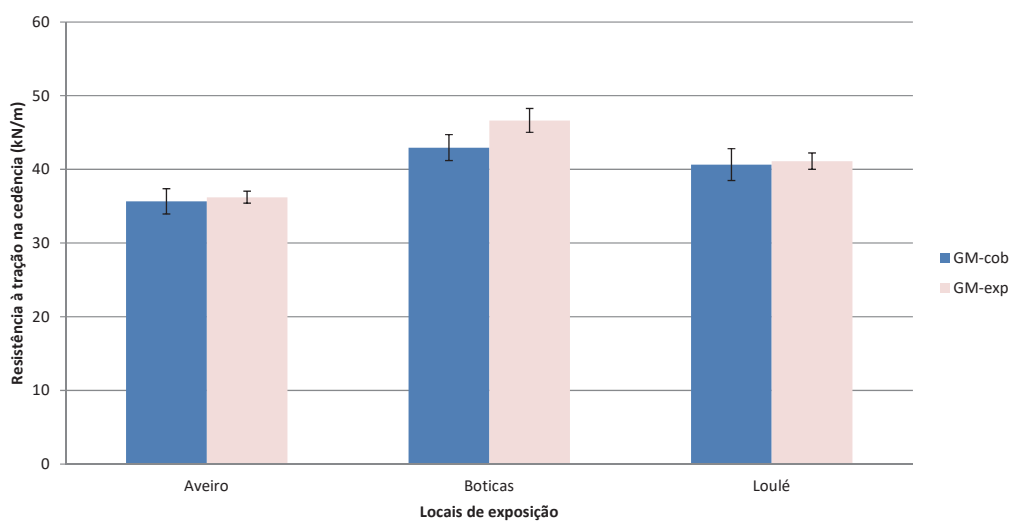


Fig. 13 – Comparação da resistência à tração na cedência entre geomembranas expostas com e sem geotêxtil de cobertura.

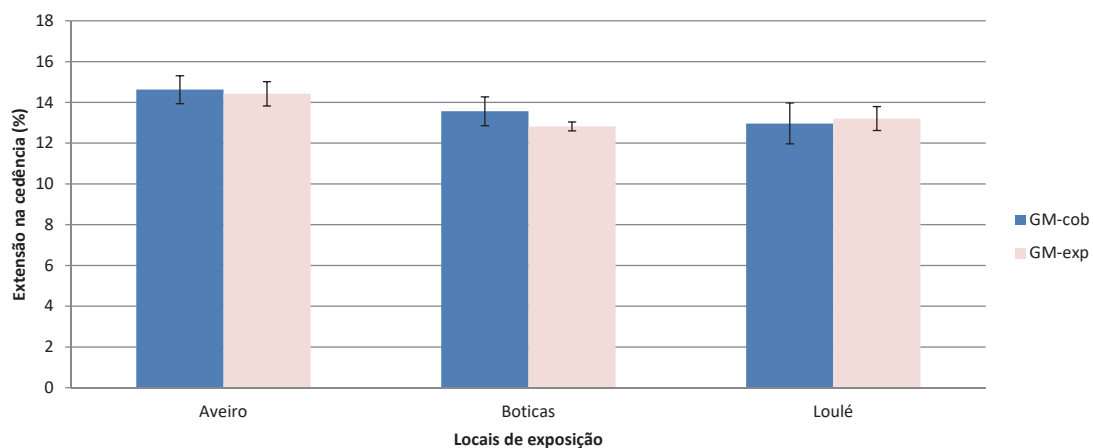


Fig. 14 – Comparação da extensão na cedência entre geomembranas expostas com e sem geotêxtil de cobertura.

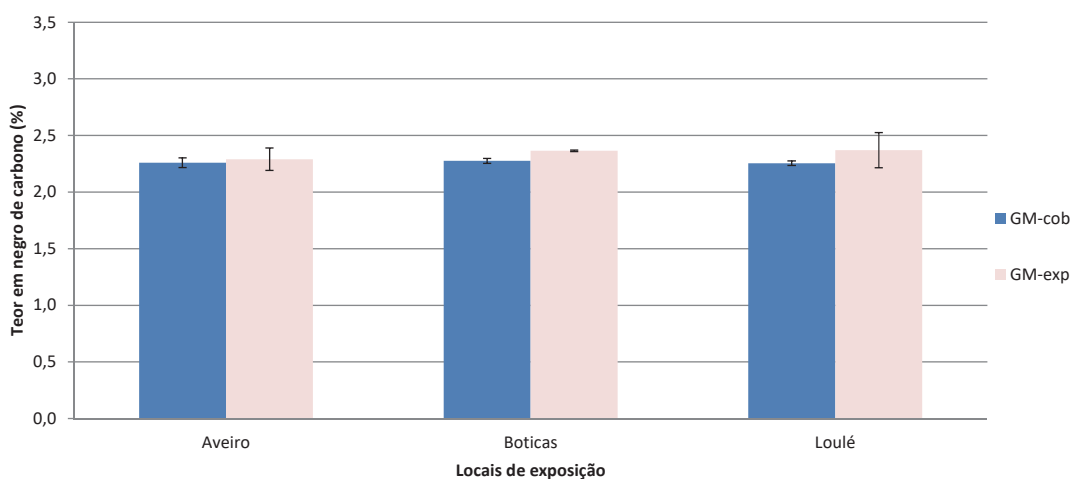


Fig. 15 – Comparação do teor em negro de carbono entre geomembranas expostas com e sem geotêxtil de cobertura.

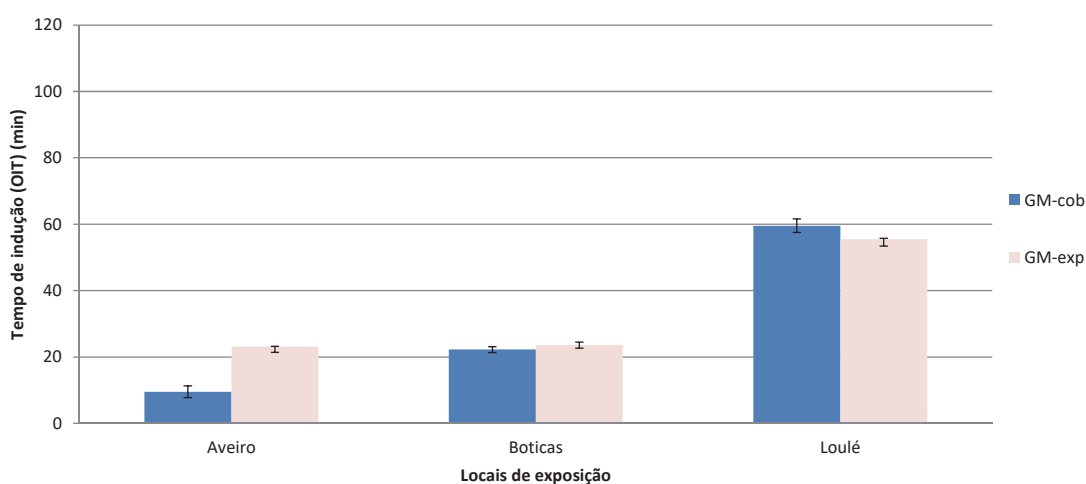


Fig. 16 – Comparação do tempo de indução à oxidação entre geomembranas expostas com e sem geotêxtil de cobertura.

Em suma, para a massa volúmica e tempo de indução à oxidação os resultados não apresentaram uma tendência. Para o índice de fluidez, a resistência à tração na cedência, a extensão na cedência e o teor em negro de carbono os resultados obtidos para as GM-cob e GM-exp foram semelhantes. Em termos gerais, não é possível confirmar a proteção proporcionada pelo geotêxtil por ainda não serem detetáveis alterações significativas na maior parte das propriedades estudadas das geomembranas expostas sem geotêxtil.

4 – CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou um trabalho experimental realizado com vista a estudar a evolução das propriedades de cinco geomembranas de polietileno de alta densidade (PEAD) expostas às condições climáticas durante 12 anos, em várias regiões geográficas de Portugal, com o objetivo de analisar os seguintes aspetos: (i) a influência da exposição sobre diferentes geomembranas de polietileno de alta densidade; (ii) a influência da radiação ultravioleta sobre geomembranas expostas em locais com distintos índices de UV; e (iii) a influência do geotêxtil de proteção às geomembranas. As propriedades avaliadas foram a massa volúmica, o índice de fluidez, a resistência à tração e extensão na cedência e na rotura, o teor em negro de carbono e o tempo de indução à oxidação.

A influência da exposição às condições climáticas sobre diferentes geomembranas foi analisada mediante a comparação entre os resultados obtidos para as geomembranas expostas e os valores das propriedades iniciais das mesmas geomembranas. Verificou-se que a exposição às condições climáticas afetou, sobretudo, a massa volúmica e o tempo de indução à oxidação. A massa volúmica aumentou, enquanto o tempo de indução diminuiu significativamente com a exposição às condições climáticas.

A influência do índice UV foi estudada através da comparação entre os resultados obtidos para as geomembranas expostas em locais com diferentes índices UV. Verificou-se que o aumento do índice UV influenciou os resultados da resistência à tração e extensão na cedência e do tempo de indução à oxidação. A resistência à tração e a extensão na cedência aumentaram e o tempo de indução à oxidação diminuiu com o aumento do índice UV.

A influência do geotêxtil de proteção às geomembranas foi avaliada pela comparação entre os resultados obtidos para as amostras expostas com e sem geotêxtil de cobertura. Verificou-se que para a massa volúmica e tempo de indução à oxidação os resultados não apresentaram uma tendência geral. Para o índice de fluidez, a resistência à tração na cedência, a extensão na cedência e o teor em negro de carbono, os resultados foram semelhantes para amostras expostas com e sem geotêxtil.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D1238. *Standard Test Method for Melt Flow Rates of Thermoplastics by Extrusion Plastometer*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- ASTM D1505. *Standard Test Method for Density of Plastics by the Density-Gradient Technique*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- ASTM D1603. *Standard Test Method for Carbon Black Content in Olefin Plastics*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- ASTM D3895. *Standard Test Method for Oxidative-Induction Time of Polyolefins by Differential Scanning Calorimetry*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

- ASTM D6693. *Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Nonreinforced Polyethylene and Nonreinforced Flexible Polypropylene Geomembranes*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- Baleki, R.; Sanders, B.; Steele, T.; Eng, J.; Vitarelli, G. (2010). *Characterising Long-Term UV Stabilization of Geomembranes under Different Environmental Conditions*. Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, pp. 895-898.
- Barroso, M.; Lopes, M. G. (2010). *Integridade das Geomembranas: Influência da Exposição aos Agentes Atmosféricos*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, 26-29 Abril (CD-ROM).
- Barroso, M.; Brazão, C.; Lopes, M. G. (2004). *Estudo da Resistência Mecânica das Soldaduras por Fusão de Geomembranas de Polietileno de Alta Densidade Expostas aos Raios Solares*. II Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Aveiro, Portugal, pp. 305-316.
- Barroso, M.; Lopes, M. G.; Dores, R.; Coimbra, L. (2012). *Integrity of HDPE Geomembranes: Effect of Weather Exposure on the Mechanical Properties of Seams*. Proceedings of GeoAmericas 2012 - Second Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Lima, Peru, May 2012, 9 p.
- Carneiro, J. R. C. (2009). *Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de carácter ambiental. A importância da incorporação de aditivos químicos*. Dissertação de doutoramento, FEUP, Porto, 534 p.
- Geosynthetic Research Institute (GRI) - GM13 (2016). *Test Methods, Test Properties and Testing Frequency for High Density Polyethylene (HDPE) Smooth and Textured Geomembranes*. www.geosynthetic-institute.org/grispecs/gm13.pdf, acessado em 21/03/2017
- Halse, Y.; Wiertz, J.; Rigo, J. M.; Cazzuffi, D. A. (1991). *Chemical Identification Methods Used to Characterize Polymeric Geomembranes*. RILEM: Report of Technical Committee 103, pp. 316-335.
- Hsuan, Y. G.; Koerner, R. M. (1998). *Antioxidant depletion lifetime in high density polyethylene geomembranes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(6), pp. 532-541.
- Koerner, R. M.; Hsuan, Y. G.; Koerner, G. R (2011). *Geomembrane lifetime prediction: unexposed and exposed conditions*. GRI White Paper No.6. Original: 7 June 2005; updated: 8 February 2011.
- Koerner, R. M.; Hsuan, Y. G.; Koerner, G. R (2017). *Lifetime predictions of exposed geotextiles and geomembranes*. Geosynthetics International, 25, No.2, pp. 198-212.
- Lodi, P. C. (2003). *Aspectos da degradação de Geomembranas Poliméricas de Polietileno de Alta Densidade (PEAD) e de Policloreto de Vinila (PVC)*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, 284 p.
- Lodi, P. C.; Bueno, B. S.; Zornberg, J. G. (2007). *Degradação de Geomembranas Poliméricas após Exposição à Intempérie*. VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental – REGEO'2007 e o V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos – GEOSSINTÉTICOS'2007, 18 e 21 de Junho Recife – PE, Brasil.
- Lopes, M. G.; Barroso, M. (2004). *Mechanical Performance of HDPE Geomembrane Seams after Sunlight Exposure*. Proceedings of EuroGeo 3, Munich, Germany, 1-3 March 2004, Vol. 1, pp. 425-428.

- Lopes, M. L.; Monteiro, A. V. (1999). *Estudo da acção de agentes de degradação no comportamento à tracção de geomembranas*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia, Nº 87, pp. 33-52.
- Nunes, L. F.; Cunha, S.; Silva, A.; Carvalho, F.; Henriques, D. (2013). *Processamento e análise de dados IUV sobre Portugal, obtidos por satélite*. 8º Simpósio de Meteorologia e Geofísica da APMG - 14º Encontro Luso-Espanhol de Meteorologia, Ericeira, Portugal.
- Peggs, I.D. (2008). *How long will my liner last?* Geosynthetics, www.geosyntheticsmagazine.com/2008/10/01/how-long-will-my-liner-last/ acedido em 03/03/2017
- Reis, A. (2016). *Geossintéticos em Vias de Comunicação: Influência das Condições Climáticas*. Dissertação de Mestrado, ISEL, 89 p.
- Reis, A.; Barroso, M.; Lopes, M. G. (2016). *Envelhecimento de geomembranas de PEAD expostas às condições climáticas durante 12 anos*. 15.º Congresso Nacional de Geotecnia, 19-23 junho, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal
- Rowe, R. K.; Ewais, A. M. R. (2015). *Ageing of Exposed Geomembranes at Locations with Different Climatological Conditions*. Canadian Geotechnical Journal, 52(3), pp. 326-343.
- Rowe, R. K.; Chappel, M. J.; Brachman, R. W. I.; Take, W. A. (2012). *Field monitoring of geomembrane wrinkles at a composite liner test site*. Canadian Geotechnical Journal, 49(10): 1196–1211.
- Rowe, R. K.; Rimal, S.; Sangam, H. P. (2009). *Ageing of HDPE Geomembrane Exposed to Air, Water and Leachate at Different Temperatures*. Geotextiles and Geomembranes, 27, pp. 137-151.
- Rowe, R. K.; Sangam, H. P.; Lake, C. B. (2003). *Evaluation of an HDPE Geomembrane after 14 years as a Leachate Lagoon Liner*. Canadian Geotechnical Journal, Volume 40(3), pp. 536-550.
- Tarnowski, C.; Baldauf, S. (2006). *Ageing Resistance of HDPE-geomembranes - Evaluation of Long-Term Behaviour under Consideration of Project Experiences*. Geosynthetics. Edited by J. Kuwano and J. Kosaki. Millpress. Rotterdam, pp. 359-362.
- Yako, M. A.; Koerner, G. R.; Koerner, R. M.; Hsuan, Y. G. (2010). *Case History of a 20-year Old Exposed HDPE Surface Impoundment Liner*. Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, pp. 805-808.

AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DA TÉCNICA DE CPR *GROUTING* NO ENRIJECIMENTO DE SOLOS COMPRESSÍVEIS

Assessing the efficiency of CPR Grouting for soft soil improvement

Amanda Ottolini Chavão*

Ana Cristina Castro Fontenla Sieira**

André Pereira Lima***

RESUMO – A técnica de CPR *Grouting* consiste no bombeamento de argamassa no interior da camada de solo mole sob elevadas pressões, com geodrenos colocados previamente entre as zonas a injetar. O tratamento resulta na diminuição do índice de vazios da camada compressível e no aumento da resistência, conduzindo a uma redução significativa dos recalques. O presente trabalho tem como objetivo comparar o comportamento de dois aterros experimentais, executados sobre solo mole, a partir de dados de instrumentação. Em um dos aterros, foi adotada a técnica CPR *Grouting* para o enrijecimento do solo. O segundo aterro foi executado apenas com geodrenos. Os aterros foram implementados em uma área no Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro, que apresenta espessuras de solo mole da ordem de 8,0 m. Os resultados permitiram avaliar a eficiência da técnica. Observou-se uma redução significativa dos recalques sobre o solo enrijecido, uma diminuição dos deslocamentos horizontais, e uma aceleração expressiva dos recalques.

SYNOPSIS – The CPR Grouting technique consists in pumping grout inside a soft soil layer under high pressure, with geodrains placed beforehand between the injection points. The treatment results in the decrease of void ratio of the compressible layer and increase in strength. The consequence is a significant reduction in settlements. This paper aims to compare the behavior of two experimental and instrumented embankments. In the first embankment, the CPR Grouting technique was adopted for the treatment of soft soil. The second embankment was executed on a soft soil layer with geodrains. The embankments were implemented in the construction area of Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro. In this region, the soft soil thicknesses are of the order of 8 m. The results show a significant reduction in settlements on the treated soil, a decrease of the horizontal displacements and a significant acceleration of settlements with the installation of geodrains.

Palavras Chave – Solo compressível, recalques por adensamento, CPR Grouting.

Keywords – Soft soil, settlements due to densification, CPR Grouting.

* Mestre em Geotecnia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. E-mail: amandaottolini@gmail.com

** Professora Associada, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. E-mail: sieira@eng.uerj.br

*** Professor Titular, Universidade Veiga de Almeida. E-mail: andre.pereira@uva.br

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – Generalidades

A falta de espaço para construção de novos empreendimentos nos grandes centros, associada ao crescimento do setor da construção civil, incentivou a prospecção de novas áreas para a construção. O avanço tecnológico, com as técnicas de tratamento de solo, permitiu a execução de obras em solos moles que anteriormente seriam economicamente ou tecnicamente inviáveis.

Os solos moles, em geral, apresentam grande complexidade, sob o ponto de vista da Geotecnia, pois são solos de baixa resistência, alta compressibilidade e baixa permeabilidade. A escolha de soluções construtivas de aterro sobre solos moles deve ser cautelosa, pois o carregamento gerado pode causar rupturas decorrentes da baixa capacidade de suporte, deslocamentos excessivos devido à alta compressibilidade, e recalques pós-construtivos em virtude da baixa permeabilidade do solo.

O CPR *Grouting* é uma técnica de enrijecimento de solos moles que consiste no bombeamento de argamassa no interior da camada de solo mole sob elevadas pressões. As fases consecutivas da execução do CPR *Grouting* consistem na instalação de geodrenos, na preparação de argamassa e no bombeamento de argamassa no interior do solo mole (Figura 1).

A injeção de argamassa sob alta pressão faz com que se formem verticais de bulbos de pressão, que comprimem o solo lateralmente, causando elevados deslocamentos no entorno do bulbo. As verticais de compressão são formadas de baixo para cima através de um alinhamento vertical do equipamento, e são locados entrepostos aos drenos já instalados. O volume do bulbo é, geralmente, de 800 a 1.000 litros e as pressões de injeção variam de 100 kPa a 1.000 kPa, reduzindo à medida que se aproxima da superfície do terreno (Almeida e Riccio, 2012).

No processo de execução da vertical de compressão, inicialmente há um aumento da poropressão. A partir do processo de adensamento, ocorre a percolação da água em direção aos drenos instalados. À medida que a água vai sendo expulsa pelos drenos, há um processo gradual de transferência de carga para o arcabouço sólido, aumentando assim, a tensão efetiva do solo.

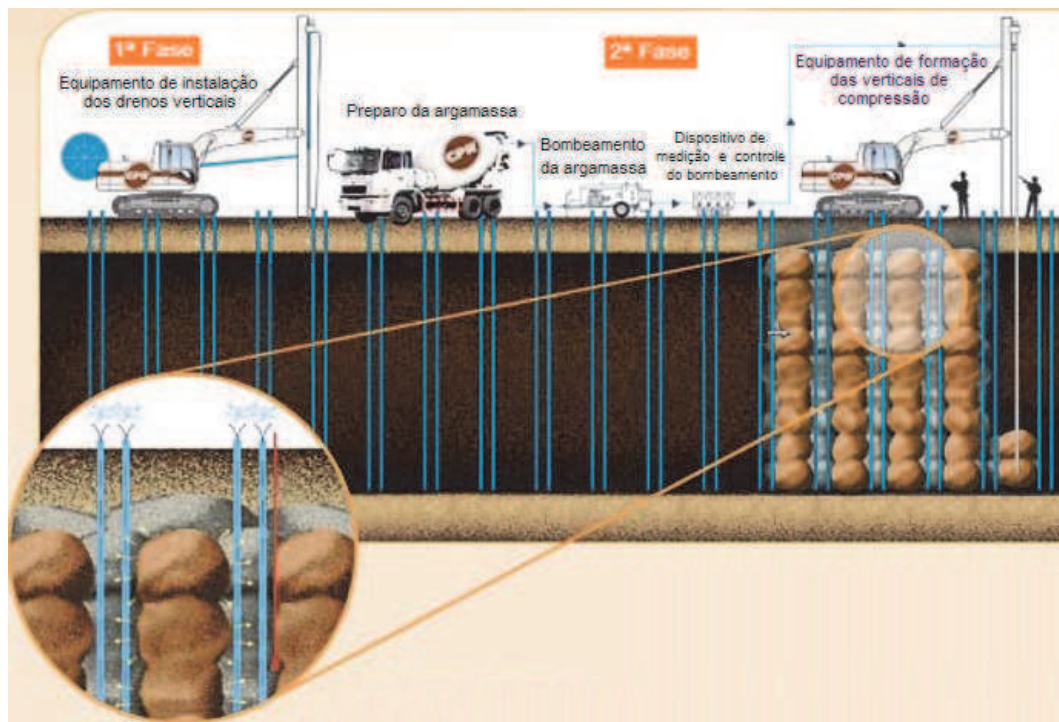


Fig. 1 – Fases de Execução do CPR *Grouting* (Chavão, 2015)

Com o acréscimo de tensão no solo gerado pelas verticais de compressão de argamassa, ocorre uma diminuição do índice de vazios da camada compressível e um aumento da resistência. Esta melhoria do solo resulta em uma significativa diminuição da magnitude dos recalques.

1.2 – Casos de aplicação da técnica de CPR Grouting

No Parque do Cantagalo, na Lagoa Rodrigo de Freitas, Rio de Janeiro, o enrijecimento de solo mole com CPR *Grouting* foi executado com a finalidade de estabilizar definitivamente os recalques que ocorrem há décadas na região. O CPR *Grouting* foi aplicado no enrijecimento de espessa camada de argila mole, a qual atinge até 30 m de espessura. A execução dos bulbos para a formação das verticais começou, em geral, entre 9 m e 10 m de profundidade e terminou entre 2 m e 4 m abaixo do nível do terreno. Os geodrenos foram cravados até à profundidade de 15 m. A configuração básica da malha consistiu em uma distribuição triangular de geodrenos e verticais de compressão de CPR *Grouting*. O espaçamento entre os geodrenos foi de 1,80 m e as verticais foram dispostas nos vértices de um triângulo de lado igual a 6 m.

Para avaliar o comportamento mecânico da técnica, foi implantada uma instrumentação geotécnica, composta por placas de recalque, inclinômetros e perfilômetros. Os resultados da instrumentação permitiram concluir que, nas camadas sob influência direta do tratamento, houve uma aceleração no processo de adensamento primário, com a ocorrência de recalque máximo da ordem de 30 cm em um período de 330 dias, o que corresponde a 22% dos recalques primários remanescentes (gerados pelas ocupações e pelos aterros construídos desde a década de 1970). Foram realizados também, ensaios mecânicos em laboratório para a caracterização das verticais de argamassa, onde se verificou que o material das verticais apresenta elevada rigidez, com módulo de elasticidade igual 6,6 GPa, quando comparado com a rigidez da argila mole do Parque do Cantagalo, cujo módulo de elasticidade é de 2,7 MPa (Mello, 2013).

Na construção do trecho sul do Rodoanel, em São Paulo, a técnica de CPR *Grouting* foi utilizada para estabilizar a fundação dos aterros compactados, construídos na região da represa de Billings, onde foi constatada a existência de três bolsões de solos moles. O tratamento foi aplicado em uma área de 3.700 m². Para verificação da eficiência da solução, foram executados ensaios de resistência no solo, do tipo SPT (Sondagem a Percussão) e Palheta, antes e após o tratamento com CPR *Grouting*. Os resultados dos ensaios de Palheta apontaram que a resistência não drenada (S_u) passou de 6,35 kPa para 16 kPa, ou seja, houve um ganho de 150% na resistência não drenada. Quanto à deformabilidade do solo, verificou-se que o CPR *Grouting* reduziu, em média, 40% dos recalques esperados na camada tratada. De acordo com Nogueira (2010), estima-se que este valor seja um resultado combinado entre os efeitos produzidos pelo amolgamento do solo, decorrente da formação violenta dos bulbos das verticais de compressão do CPR *Grouting*, do enrijecimento da camada mole devido ao acréscimo das colunas com um material menos compressível e da redução do índice de vazios dos solos moles remanescentes.

O Pontal Oceânico é um sub-bairro nobre planejado, localizado no Recreio dos Bandeirantes (Zona Oeste – Rio de Janeiro), que ocupa uma área de 600.000 m². Para a urbanização do bairro, fez-se necessária a implantação de cerca de 2.600 m de infraestrutura de via urbana e galerias de drenagem de concreto armado. A área em estudo apresenta espessuras expressivas de solo mole (entre 3,50 m a 11,00 m de espessura), o que determina a necessidade de busca de soluções geotécnicas para execução e implantação de aterro da via urbana a curto e médio prazo. Para os trechos com prazos para estabilização e liberação da obra de até 8 meses, foi considerada a execução da técnica de CPR *Grouting* em toda a extensão do trecho (Geoinfra, 2013).

No trecho do Via Parque, na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro, também se reporta um exemplo de aplicação da técnica de CPR *Grouting* (Geoinfra, 2010). A região tratada abrangeu uma área de aproximadamente 2.400 m² com extensão de pista de 120 m (Fig. 2). A região de implantação da Via Parque apresenta uma camada de aterro com compactação não-controlada e espessuras

variáveis, com trechos variando de 0,5 m até aproximadamente 7,0 m. Esta camada está assente sobre espessa camada de argila muito mole saturada (N_{SPT} com 0 e 1 golpes) com trechos com 4,0 m de espessura até trechos com 14,0 m. Estudos com soluções de aterro de sobrecarga, utilização de geogrelhas na base do aterro e colunas drenantes de material granular, apesar de apresentarem aceleração dos recalques no tempo, foram insuficientes para o tempo requerido para o início das obras do aterro em si, uma vez que os recalques prosseguiriam acontecendo em um período da ordem de 4 anos. Pela necessidade de estabilização dos recalques em tempo hábil, lançou-se mão da estabilização do terreno em solo muito mole através da técnica de CPR *Grouting*. A técnica mostrou-se satisfatória, e os prazos da obra foram atendidos.

A Figura 3 apresenta imagens de obras que foram viabilizadas com a referida técnica. Chavão (2015) reúne as principais obras executadas no Brasil com a técnica de CPR *Grouting* (Quadro 1).

O presente trabalho tem o objetivo de comparar o comportamento de dois aterros experimentais executados sobre solo mole. Um dos aterros foi executado sobre uma camada de solo mole enrijecida com a técnica de CPR *Grouting* e o outro foi executado sobre uma camada de solo mole com geodrenos.



Fig. 2 – Área de tratamento de solo mole em trecho da Via de Acesso (Geoinfra, 2010)



(a) Parque “Rock in Rio”

(b) Rodoanel Sul - Lote 3

Fig. 3 – Obras viabilizadas com a técnica CPR *Grouting*. Fonte: Engegraut (2015)

Quadro 1 – Obras executadas com a técnica de CPR *Grouting* (Chavão, 2015)

Obra	Local	Período de execução		Área Tratada (m²)	Camada de solo mole (m)
		Início	Término		
Tratamento de solo para receber a ferrovia VLI dentro do Porto de Itaqui/MA	São Luís/MA	Ago/14	Mar/15	45.000	11
Tratamento de solos de fundação para receber a elevatória da ETE Rio das Pedras	Rio de Janeiro/RJ	Jun/14	Out/14	1.524	10
Reforço do solos de fundação para a construção da fábrica da BMW	Araquari/SC	Fev/14	Mai/14	40.504	18
Reforço de solo de fundação na obra Palm, Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro	Fev/14	Jul/14	17.593	20
Tratamento do solos para assentamento das bases da adutora de água do sistema ITALUÍS, em Campos de Perizes	Perizes, São Luís/MA	Nov/13	Fez/14	38.845	6
Duplicação da BR-135 sentido Bacabeira	São Luís/MA	Jun/13	Out/13	17.600	9
Reforço do solos para assentamento da cisterna do Barra Shopping	Rio de Janeiro/RJ	Mar/13	Abr/13	1000	8
Reforço do solos de fundação no Estaleiro Renave	Niterói/RJ	Fev/13	Mar/13	180	2
Sistema de Esgotamento Sanitário de São Luís	Vinhais/MA	Jan/13	Jul/13	142.104	-
Reforço do solos de fundação na área portuária de Manaus/AM	Manaus/AM	Nov/11	Até hoje	200.000	20
Tratamento de solos de fundação para instalação de 3 vias junto à Rodovia Anhanguera, SP-330, SP	Campinas/SP	Out/12	Fev/13	6.528	16
Reforço para a implantação da Avenida Via Parque na Barra da Tijuca, junto ao Village Mall	Rio de Janeiro/RJ	Ago/12	Set/12	1.000	14
Reforço de solo de fundação no depósito da Gerdau	Muribeca/PE	Fev/12	Ago/12	14.000	22
Melhoria e monitoramento na Av. Ayrton Senna, 4.701, Barra da Tijuca	Rio de Janeiro/RJ	Jan/12	Jun/12	6.000	–
Melhoria no trecho da calçada da pista existente da Av. Ayrton Senna, para obra da Linha Amarela, Lote V, Trechos I e II	Barra da Tijuca, Rio de Janeiro/RJ	Dez/11	Fev/12	3.000	19
Obra de implantação da Transoeste/Grota Funda – Corredor exclusivo de BRT entre a Barra da Tijuca e Santa Cruz, Lote 03	Guaratiba/RJ	Dez/11	Fev/12	7.000	16
Viabilização de execução do viaduto interno, acesso às docas, envelopamento da rede coletora de esgoto da CEDAE e viaduto da Via Park, localizados nos fundos do Shopping Village Mall	Barra da Tijuca, Rio de Janeiro/RJ	Dez/11	Jan/12	2.510	16
Viabilização da área do Aterro II (Pátio IV) no Complexo Portuário – Porto Chibatão Manaus/AM	Manaus/AM	Nov/11	–	20.640	25

Continuação do Quadro 1 – Obras executadas com a técnica de CPR *Grouting* (Chavão, 2015)

Obra	Local	Período de execução		Área Tratada (m²)	Camada de solo mole (m)
Estabilização e monitoramento do solo mole orgânico na PE-051, Trecho Porto de Galinhas/Serrambi	Ipojuca/PE	Nov/11	–	13.500	14
Serviços de estabilização de solo de fundação no Parque do Cantagalo	Rio de Janeiro/RJ	Set/11	Jan/12	14.000	13
Tratamento de argila extremamente mole no Parque dos Atletas	Rio de Janeiro/RJ	Mar/11	Mai/11	16.000	8
CPR Grouting no Condomínio Armazenna 2B, no Lote 11 Gleba 2 para uma sobrecarga de utilização de 0,65kg/cm² no piso de concreto	Pina, Recife/PE	Abr/11	Jun/11	7.500	11
Obras de implantação do Parque Olímpico, Cidade do Rock (Rock in Rio), no Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro/RJ	Mar/11	Mai/11	18.000	14
Rodovia BR-101 Sul, Comporta	Jaboatão dos Guararapes/PE	Nov/10	Jan/11	7.500	10
Condomínio Jardins de Monet, Recreio dos Bandeirantes	Rio de Janeiro/RJ	Out/10	Nov/10	650	6
Base do Tanque TQ 631-303	Suape, Ipojuca/PE	Set/10	Nov/10	880	11
Duplicação da BR-101, Lote 02	Goianinha/RN	Abr/10	Jun/10	–	4
Base do Tanque TQ 631-304, Petrobrás Transportes S.A. – TRANSPETRO	Suape, Ipojuca/PE	Mar/10	Mai/10	880	10
Área interna e externa para galpão da GERDAU, Muribeca	Jaboatão dos Guararapes/ PE	Mar/10	Jun/10	1.440	12
Ponte dos Carvalhos	Cabo de Santo Agostinho/PE	Fev/10	Mai/10	5.500	7,5
Estabilização e correção dos segmentos em concreto armado da passagem de gado e águas, além do próprio pavimento da Rodovia Raposo Tavares	Regente Feijó/SP	Jan/10	Fev/10	133	8
ETE Bacanga	São Luís/Maranhão	Jan/10	Mar/10	1.200	9
Estabilização e correção dos segmentos em concreto armado da passagem de gado e águas, além do próprio pavimento da Rodovia Raposo Tavares	Regente Feijó/SP	Jan/10	Fev/10	133	8
Plataforma de descarregamento de minério do britador primário, Jacobina Mineração e Comércio Ltda	Jacobina/BA	Out/09	Dez/09	1.000	11
Serviços de CPR Grouting dentro da unidade industrial, American BANKNOTE S/A	Ipanema das Pedras – Sorocaba/SP	Set/09	Out/09	2.100	8

2 – DESCRIÇÃO DA OBRA

2.1 – Localização e Caracterização Geotécnica da Região

A necessidade de um estudo comparativo da eficiência das técnicas de tratamento de solos moles gerou a construção de dois aterros experimentais, sendo um sobre solo de fundação enrijecido com técnica de CPR *Grouting*, e o outro sobre solo de fundação com geodrenos para aceleração dos recalques. Os aterros experimentais foram implementados na área de construção do Condomínio Palms Recreio Residencial, Rio de Janeiro, conforme apresentado na Figura 4.



Fig. 4 – Localização do Condomínio Palms Recreio Residencial (googlemaps)

O bairro do Recreio dos Bandeirantes localiza-se na região litorânea do oeste da cidade do Rio de Janeiro, sendo este, um dos bairros que constituem a planície da Baixada de Jacarepaguá, que se situa entre os Maciços da Pedra Branca e da Tijuca, apresentados na Figura 5. De acordo com Cabral (1979), a Baixada de Jacarepaguá caracteriza-se pela presença de solos aluvionares, arenosos e areno-argilosos, formados essencialmente de granitos e gnaisses, originados da decomposição dos materiais carreados dos maciços circundantes, sendo estes os principais sedimentos que compõem as lagoas da região. Maia (1984) ressaltam que a formação da Baixada de Jacarepaguá se deu em ciclos de erosão e sedimentação, devido a períodos de regressão e transgressão marinha.

As areias marinhas da região possuem a característica de ter compacidade crescente com a profundidade e, quase sempre, apresentam nível freático próximo à superfície. Geralmente, as areias marinhas estão assentadas sobre solos argilosos ou solos residuais de embasamento. Outros tipos de sedimentos que constituem a baixada, são os solos argilosos e siltosos que, na localidade, apresentam uma capa de turfa e elevados teores de matéria orgânica. Estes tipos de solos constituem um problema do ponto de vista geotécnico, por apresentarem baixa permeabilidade, baixa resistência, e alta compressibilidade (Cabral, 1979).



Fig. 5 – Baixada de Jacarepaguá e seus Maciços. Fonte: Google Earth, 2015

Para identificação dos materiais existentes e caracterização da região em estudo, foi realizada uma ampla campanha de sondagens com objetivo de realizar um mapeamento geológico-geotécnico. Além disso, foram realizados ensaios pressiométricos (PMT), e coletadas amostras para realização de ensaios de adensamento oedométricos, em laboratório.

A Figura 6 apresenta as isoespessuras de argila mole em toda extensão do empreendimento, definidas com base nas sondagens à percussão e a Figura 7 apresenta o perfil geológico geotécnico da área onde os aterros experimentais foram assentados. Pode-se observar a presença de uma camada de argila muito mole com aproximadamente 8,0 m de espessura, e N_{SPT} igual a zero. O nível de água foi detectado na superfície do terreno.

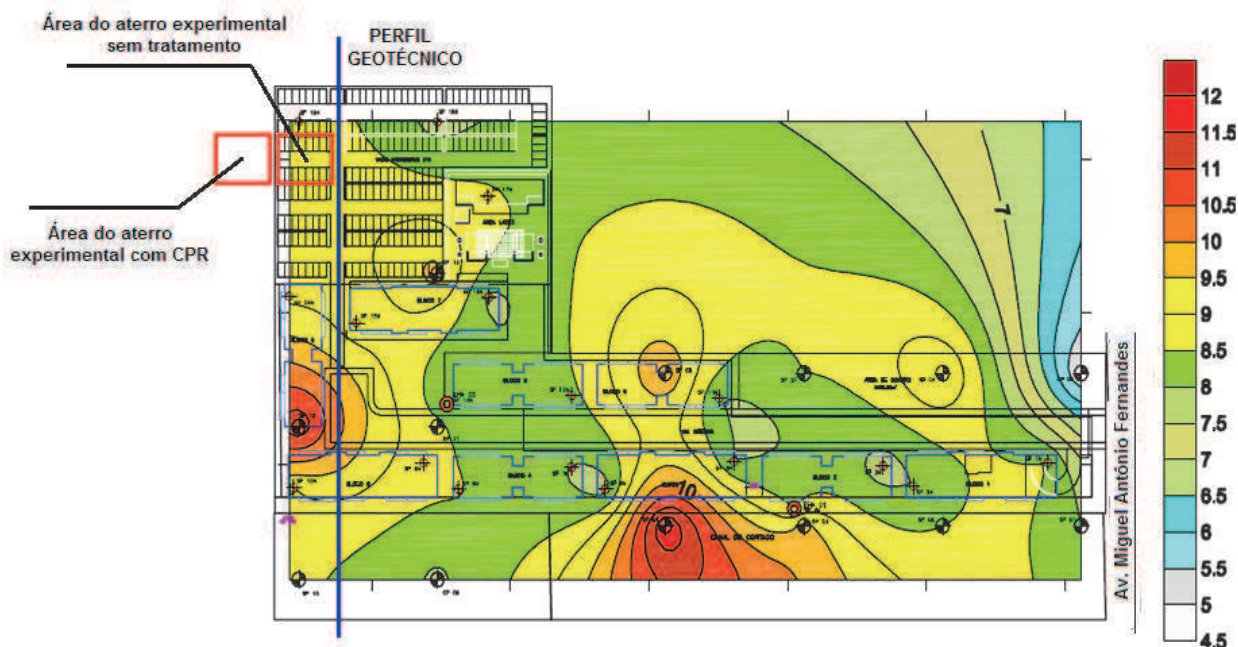


Fig. 6 – Curvas de isoespessura de argila mole

Para a determinação dos parâmetros geotécnicos da argila mole, foram executados ensaios de adensamento e ensaios pressiométricos, como mostra o Quadro 2. Observa-se que os ensaios pressiométricos foram executados para as condições pré e pós enrijecimento com CPR *Grouting*, de forma a avaliar o efeito do tratamento nos parâmetros geotécnicos.

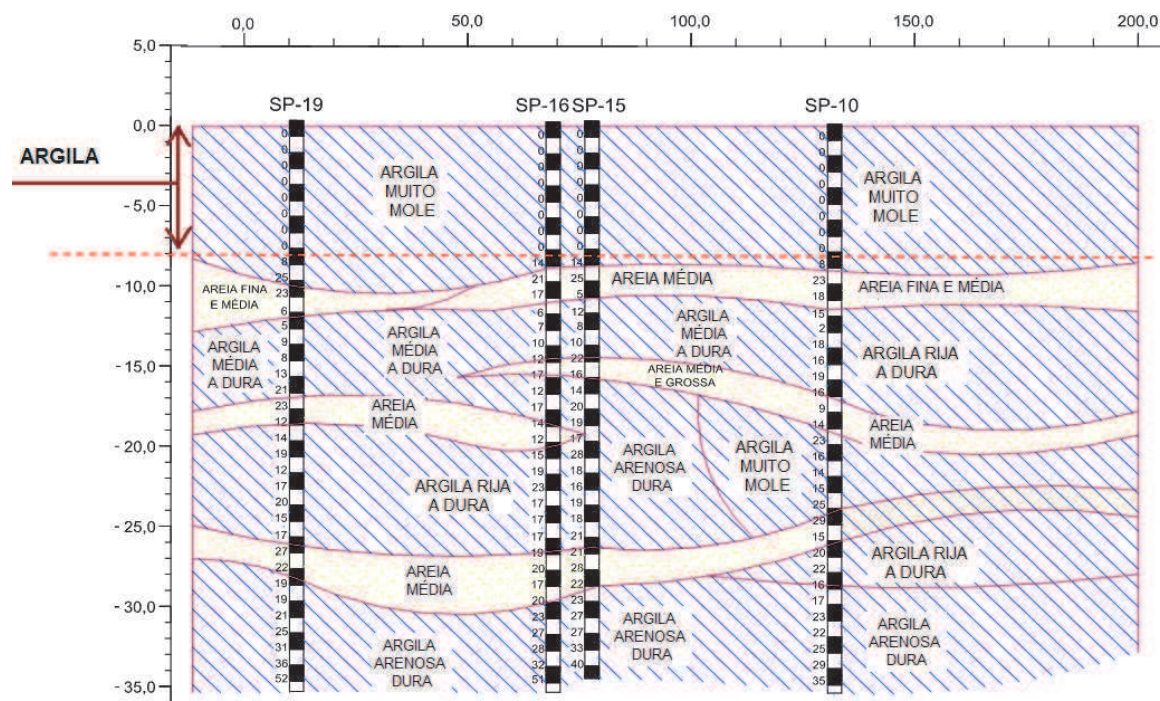


Fig. 7 – Perfil geológico geotécnico: área dos aterros experimentais

Quadro 2 – Características dos ensaios de adensamento e pressiométricos

Tipo de Ensaio	Denominação	Profundidade (m)	Condição
Adensamento	01	1,0 a 1,5	Pré-CPR <i>Grouting</i>
	02	3,0 a 3,5	
	03	5,0 a 5,5	
	04	7,0 a 7,5	
Pressiométrico	PMT-BL1	3,0	Pré-CPR <i>Grouting</i>
		5,0	
		8,0	
	PMT-BL2	5,0	
		8,0	
	PMT-BL3	5,0	
		8,0	
	PMT-BL1	3,0	Pós-CPR <i>Grouting</i>
		5,0	
		8,0	
	PMT-BL2	3,0	
		5,0	
	PMT-BL3	5,0	
		8,0	

O Quadro 3 apresenta os resultados dos ensaios pressiométricos, nos quais se observa que a argila existente na área, nas profundidades indicadas, apresenta consistência mole, com módulos pressiométricos entre 152 kPa e 1726 kPa. Após o enrijecimento, os ensaios indicaram uma maior homogeneização do solo, e uma consistência média a rija, com módulos pressiométricos entre 2628 kPa e 5799 kPa. Gondariz (2016) simulou o comportamento do aterro experimental sobre

solo enrijecido e definiu numericamente um valor de módulo de deformabilidade igual a 6000 kPa, constante ao longo da profundidade, como representativo do solo mole com CPR *Grouting*.

As Figuras 8 a 11 apresentam os gráficos de índice de vazios (e) vs tensão efetiva (σ'_v), e coeficiente de adensamento (c_v) vs tensão efetiva (σ'_v), obtidos a partir dos ensaios oedométricos. Pode-se observar o elevado valor de índice de vazios inicial da amostra 01 (Figura 8), coletada na profundidade de 1,0 a 1,5 m. Esse resultado inesperado ressaltou a importância de se fazer uma avaliação da qualidade das amostras, de forma a garantir a confiabilidade nos parâmetros obtidos a partir dos ensaios de adensamento.

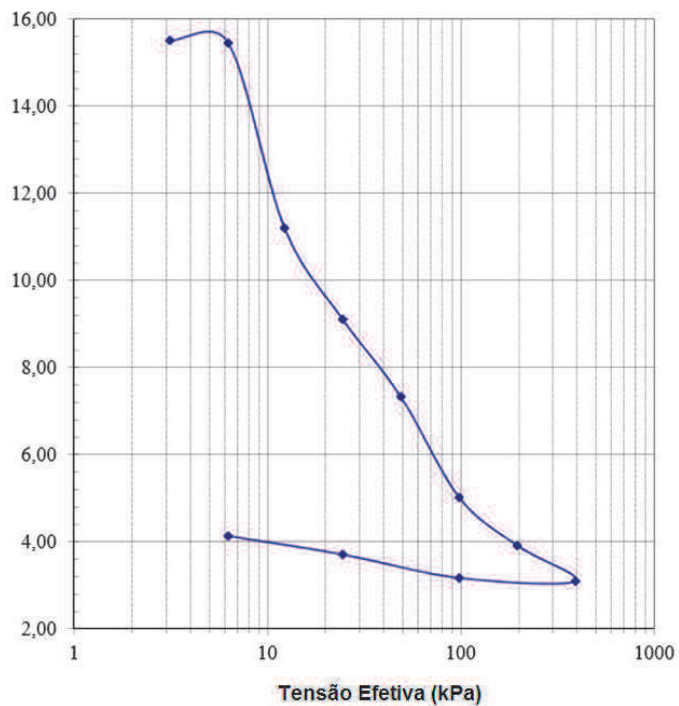
Quadro 3 – Resultados dos ensaios pressiométricos

Ensaio	Prof. (m)	Condição	E_m (kPa)	P_L (kPa)	P_L^* (kPa)	Consistência (Briaud, 1992)
PMT-BL1	3,0	Pré-CPR	152,0	130,0	94,0	mole
	5,0		399,0	72,0	16,0	mole
	8,0		1.633,0	274,0	188,0	mole
PMT-BL2	5,0		529,0	124,0	68,0	mole
PMT-BL3	5,0		399,0	87,0	56,0	mole
	8,0		1.726,0	248,0	162,0	mole
PMT-BL1	3,0	Pós-CPR	2628,0	433,0	397,0	média
	5,0		3432,0	453,0	397,0	média
	8,0		3308,0	457,0	372,0	média
PMT-BL2	3,0		5731,0	645,0	608,0	rija
	5,0		5799,0	741,0	686,0	rija
PMT-BL3	5,0		2939,0	432,0	376,0	média
	8,0		3496,0	438,0	353,0	média

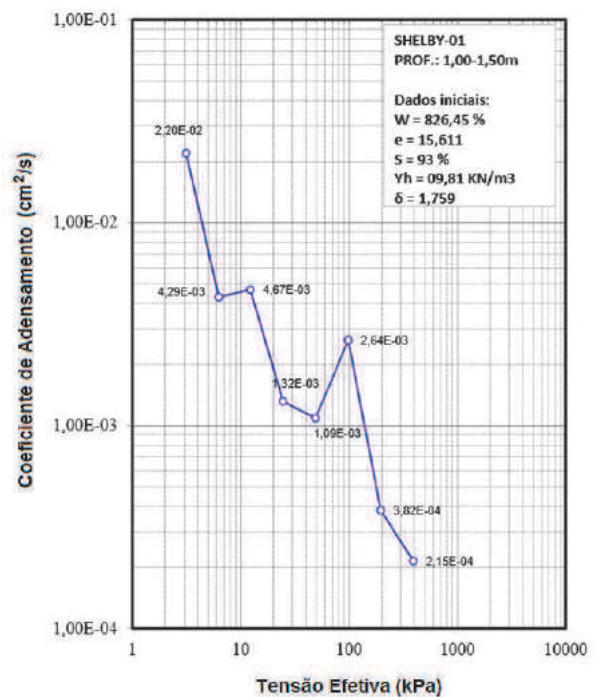
Quadro 4 – Qualidade das amostras coletadas na região dos aterros (Chavão, 2015)

Amostra	Prof. de coleta (m)	OCR	e_0	$\Delta e/e_0$	Qualidade das Amostras		
					Lunne et al. (1997)	Coutinho et al. (2001)	Oliveira (2002)
1	1 – 1,5	6,00	15,6	-	-	-	-
2	3 – 3,5	2,63	3,64	0,030	Excelente – Muito boa	Excelente – Muito boa	Excelente – Muito boa
3	5 – 5,5	1,43	3,26	0,014	Excelente – Muito boa	Excelente – Muito boa	Excelente – Muito boa
4	7 – 7,5	1,15	2,76	0,057	Regular - Pobre	Regular	Boa - Regular

Chavão (2015) classificou a qualidade das amostras utilizadas nos ensaios de adensamento, a partir das propostas de Lunne et al. (1997), Coutinho et al. (2001) e Oliveira (2002), conforme o Quadro 4. Segundo a autora, a qualidade da amostra 1 não pôde ser definida pois não foi possível obter o valor do índice de vazios correspondente à tensão efetiva de campo. O gráfico índice de vazios (e) vs tensão efetiva (σ'_v) obtido pelo ensaio de adensamento inicia-se com uma tensão efetiva maior do que a tensão efetiva de campo. A qualidade das amostras 2 e 3 foram classificadas como excelente a muito boa, e a amostra 4 foi classificada como regular.

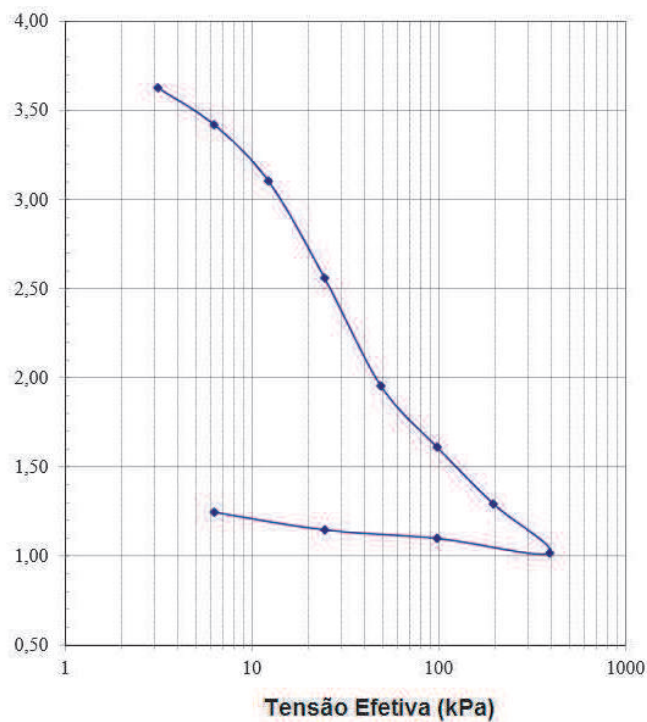


(a) Índice de vazios x tensão efetiva

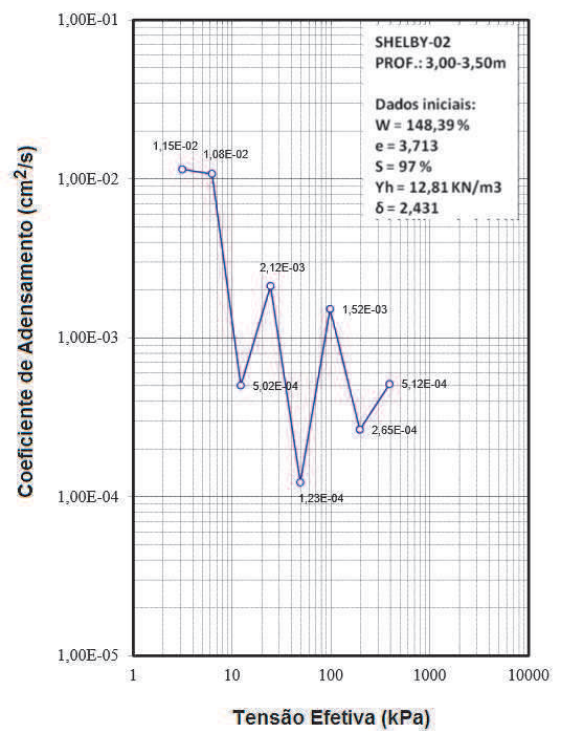


(b) Coeficiente de adensamento vertical x tensão efetiva

Fig. 8. Resultados dos Ensaio de Adensamento: Amostra 01

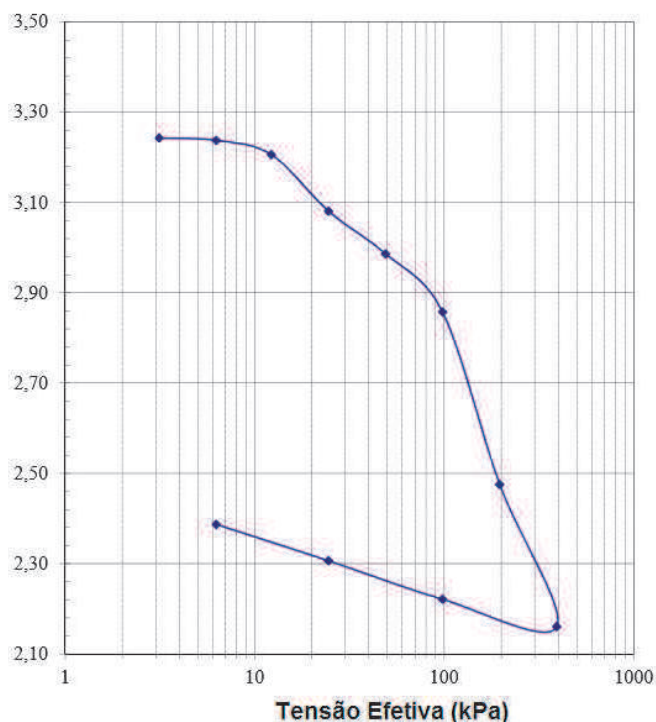


(a) Índice de vazios x tensão efetiva

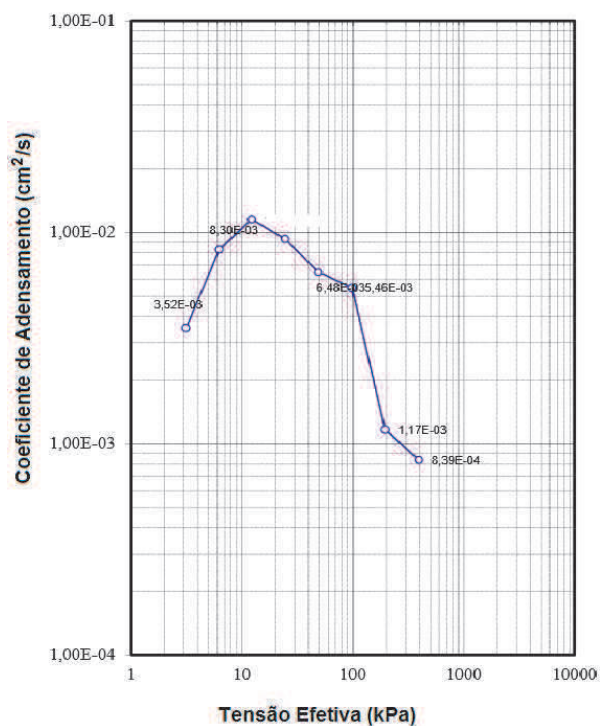


(b) Coeficiente de adensamento vertical x tensão efetiva

Fig. 9. Resultados dos Ensaio de Adensamento: Amostra 02

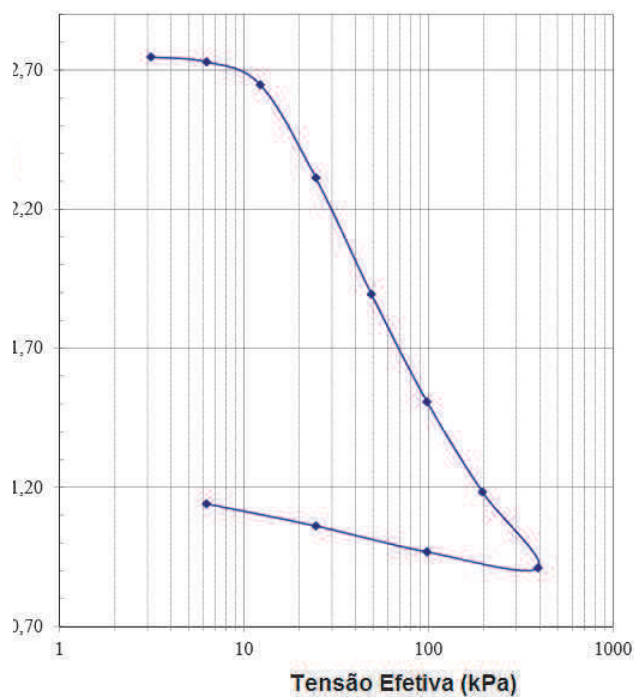


(a) Índice de vazios x tensão efetiva

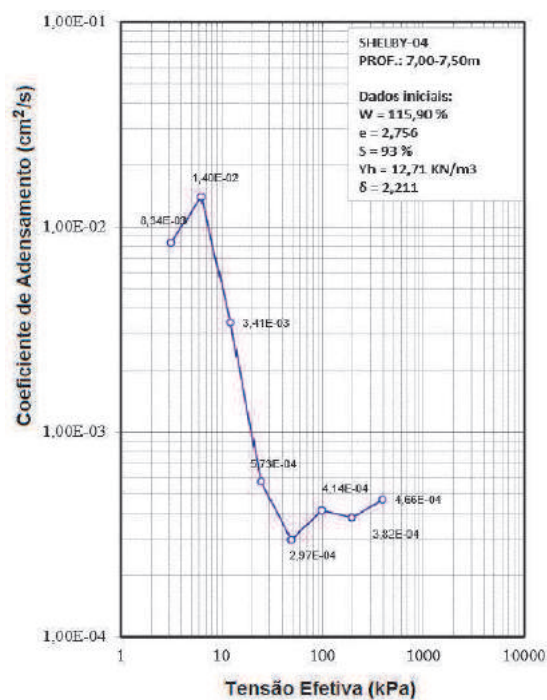


(b) Coeficiente de adensamento vertical x tensão efetiva

Fig. 10. Resultados dos Ensaios de Adensamento: Amostra 03



(a) Índice de vazios x tensão efetiva



(b) Coeficiente de adensamento vertical x tensão efetiva

Fig. 11. Resultados dos Ensaios de Adensamento: Amostra 04

2.2 – Execução dos Aterros Experimentais

Os serviços dos aterros testes iniciaram no dia 14 de agosto de 2014, com a marcação das áreas. No dia 18 de agosto de 2014, foi finalizada a cravação dos geodrenos em ambas as áreas dos aterros experimentais. No dia 19 de agosto de 2014, foi removido, tanto o aterro de conquista quanto o geotêxtil colocado sobre o terreno natural na época da conquista, na área do aterro sem tratamento. O aterro de conquista removido possuía 1,30 m de espessura. Após a remoção, foi lançado um pequeno colchão de aterro granular sobre o solo natural. No dia 3 de setembro de 2014, foi realizado o tratamento da área escolhida com CPR *Grouting*, com a execução das verticais de bulbo de compressão do solo, com bombeamento de *geogROUT*. No dia 20 de agosto de 2014, iniciou-se a instalação dos instrumentos para monitorar o desenvolvimento dos deslocamentos verticais, horizontais e poropressões no aterro sem tratamento. No aterro com CPR *Grouting*, a instalação começou em 3 de setembro de 2014. O Quadro 5 resume o histórico de execução dos aterros experimentais.

Quadro 5 – Histórico de execução dos aterros

Data	Etapa
14/08/2014	Demarcação das áreas
18/08/2014	Finalização da cravação dos drenos
20/08/2014	Instalação dos instrumentos na área sem tratamento
03/09/2014	Enrijecimento do solo com CPR <i>Grouting</i> e instalação dos instrumentos
13/09/2014 a 15/09/2014	Execução do aterro na área sem CPR <i>Grouting</i>
16/09/2014 a 19/09/2014	Execução do aterro na área com CPR <i>Grouting</i>

Na região escolhida para construção dos aterros experimentais, os geodrenos foram instalados com espaçamento 1,5 m x 1,5 m e no aterro com tratamento utilizando a técnica CPR *Grouting*, as verticais de compressão foram instaladas com uma malha quadrada com espaçamento entre as colunas de 3,0 m x 3,0 m, sendo o seu diâmetro igual a 1,2 m. Para este caso, admite-se que o mecanismo de drenagem ocorra preferencialmente radial até a profundidade limite de instalação dos geodrenos.

3 – INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

A instrumentação de campo tem como objetivo monitorar o comportamento do solo ao longo de tempo, de modo a verificar se as premissas adotadas em projeto são representativas. Segundo Almeida e Marques (2010), os objetivos da instrumentação geotécnica são: (a) verificar as premissas de projeto; (b) auxiliar o planejamento da obra, principalmente no que concerne à sua segurança nas fases de carregamentos e descarregamentos; e (c) garantir a integridade de obras vizinhas.

O monitoramento com instrumentação de campo pode ser realizado após a construção, ou no decorrer da obra. É importante que este acompanhamento seja feito por um profissional de Geotecnia, para que a segurança da obra seja avaliada, bem como os parâmetros adotados em projeto. Caso haja alguma divergência, as análises das informações obtidas pelos instrumentos possibilitam a adoção de medidas corretivas em tempo hábil.

Para o monitoramento dos aterros experimentais, foram utilizados os seguintes instrumentos:

- Piezômetros, para o monitoramento das poropressões;

- Placas de recalque, aranhas magnéticas e perfilômetros, para o acompanhamento dos recalques;
- Inclinômetros, para o monitoramento dos deslocamentos horizontais.

As Figuras 12 e 13 apresentam as plantas de locação dos instrumentos do aterro sem tratamento, e do aterro com CPR *Grouting*, respectivamente. Observa-se que, em cada um dos aterros experimentais, foram instalados 1 piezômetro (PZ), 1 inclinômetro, 1 perfilômetro, 3 placas de recalque (PR) e 1 aranha magnética vertical (AMV). Os aterros apresentam 2,0 m de altura, com taludes 1H:1V. A base do talude tem dimensões de 12 m x 12 m e o topo de 10 m x 10 m. A Figura 14 ilustra o aterro teste finalizado, e com os instrumentos instalados.

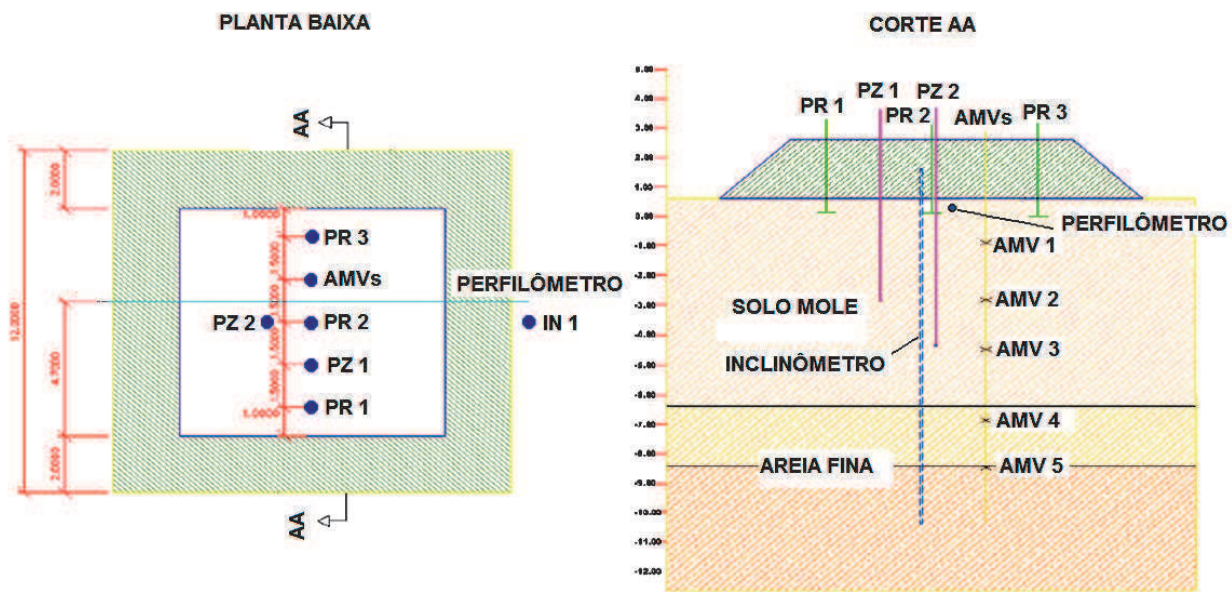


Fig. 12 - Locação da instrumentação do aterro experimental sem CPR *Grouting* (Chavão, 2015)

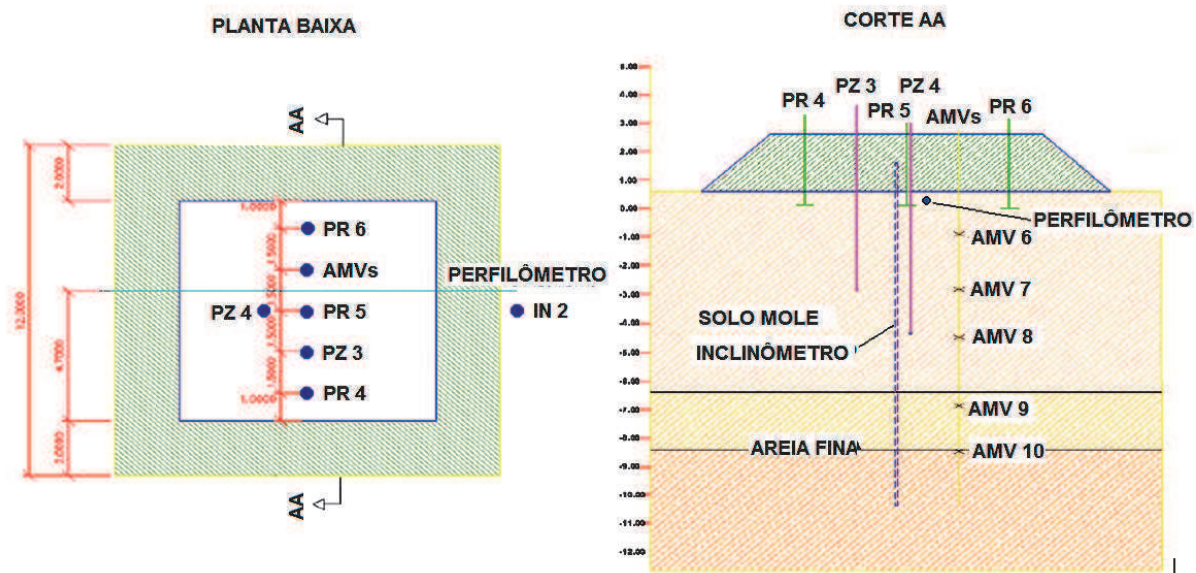


Fig. 13 - Locação da instrumentação do aterro experimental com CPR *Grouting* (Chavão, 2015)



Fig. 14. Aterro teste finalizado, com os instrumentos instalados

4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 – Deslocamentos Verticais

Os deslocamentos verticais foram monitorados por três instrumentos de medição diferentes: placas de recalque, perfilômetros e aranhas magnéticas verticais.

A placa de recalque é um dos instrumentos mais utilizados para o monitoramento de aterros sobre solos moles. É um instrumento versátil, de simples execução e fácil instalação, utilizado para medição dos deslocamentos verticais do solo.

O monitoramento das placas de recalques do aterro sem tratamento iniciou em 20 de agosto e finalizou em 15 de janeiro de 2015. Na última leitura realizada, com 148 dias de monitoramento, o deslocamento máximo registrado pela PR1 foi de 49,3 cm, pela PR2 foi de 49,7 cm e pela PR3 foi de 48,5 cm. A diferença entre os resultados registrados pelas placas foi de, no máximo, 1,2 cm, apresentando uma uniformidade das informações.

A elevação ou construção do aterro foi iniciada no dia 13 de setembro, 24 dias após o início do monitoramento e finalizada no dia 15 de setembro. Conforme apresentado na Figura 15, após a

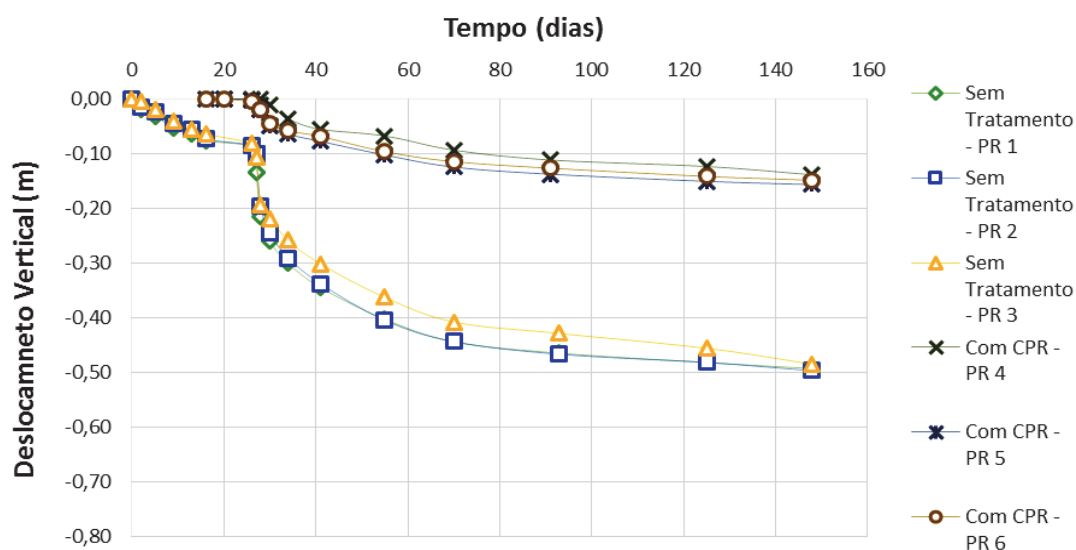


Fig. 15 - Resultados fornecidos pelas placas de recalque (Chavão, 2015)

finalização da construção do aterro, as curvas de recalque vs tempo mudaram de comportamento, onde pode ser observado uma aceleração dos recalques com aumento na magnitude dos recalques em função do tempo.

No aterro com CPR *Grouting*, o monitoramento das placas de recalques iniciou em 05 de setembro e finalizou no dia 15 de janeiro de 2015, totalizando 132 dias de monitoramento. Na última leitura realizada, o deslocamento vertical máximo registrado pela PR4 foi de 14,6 cm, pela PR5 foi de 15,7 cm e pela PR6 foi de 14,9 cm. A maior diferença entre os resultados foi de 1,1 cm, indicando, mais uma vez, uniformidade nos resultados obtidos pelas placas. As curvas do aterro com CPR *Grouting* mostram que os recalques estão praticamente estabilizados, o que foi comprovado pelo método de Asaoka (Quadro 6).

Os perfilômetros são instrumentos de campo utilizados para monitorar os deslocamentos verticais ao longo da base de um aterro. Antes de iniciar o alteamento do aterro, primeiramente instala-se um tubo-guia, geralmente de PVC, onde é introduzindo um torpedo para realizar as medições dos deslocamentos verticais do tubo.

O monitoramento do perfilômetro instalado no aterro sem tratamento ocorreu no período de 22 de agosto de 2014 a 21 de novembro de 2014. Na última leitura realizada, o valor máximo do recalque foi de 46,3 cm no ponto de monitoramento próximo ao centro do aterro, com valores mínimos de recalque próximo aos pontos de monitoramento situados no “pé” do aterro, como mostra a Figura 16.

Quadro 6 – Recalques previstos pelo método de Asaoka

Aterro	Placa	Recalque final (cm)	Recalque médio (cm)
Sem tratamento	PR1	51,2	51,2
	PR2	52,2	
	PR3	50,3	
Com tratamento	PR4	14,6	15,1
	PR5	15,7	
	PR6	14,9	

No aterro com CPR *Grouting*, o monitoramento ocorreu entre 15 de setembro e 23 de dezembro de 2014. O valor de deslocamento vertical máximo foi de 16,8 cm, na última leitura, próximo ao “pé” ao aterro, do lado direito, como indica a Figura 16. Mais uma vez, observa-se uma redução expressiva (aproximadamente 64%) nos recalques pós-tratamento com CPR *Grouting*.

É interessante observar que as formas das curvas obtidas nos aterros com tratamento e sem tratamento são distintas. Enquanto o aterro sem tratamento apresenta um recalque máximo no centro e mínimo nos bordos, no aterro com tratamento, os recalques oscilaram ao longo da base do aterro.

Os extensômetros magnéticos ou aranhas magnéticas são instrumentos utilizados para medir os deslocamentos verticais ao longo da profundidade. Como são instalados em diversos pontos de uma vertical, possibilitam a obtenção de recalques específicos em diferentes camadas. As aranhas magnéticas foram monitoradas no período de 10 de setembro de 2014 a 15 de janeiro de 2015, para o aterro sem tratamento, e de 12 de setembro de 2014 a 15 de janeiro de 2015, para o aterro com CPR *Grouting*. A Figura 17 apresenta as curvas fornecidas pela AMV1 e pela AMV6, pois foram as únicas que apresentaram deslocamentos verticais significativos. As demais aranhas magnéticas forneceram deslocamentos verticais próximos a zero.

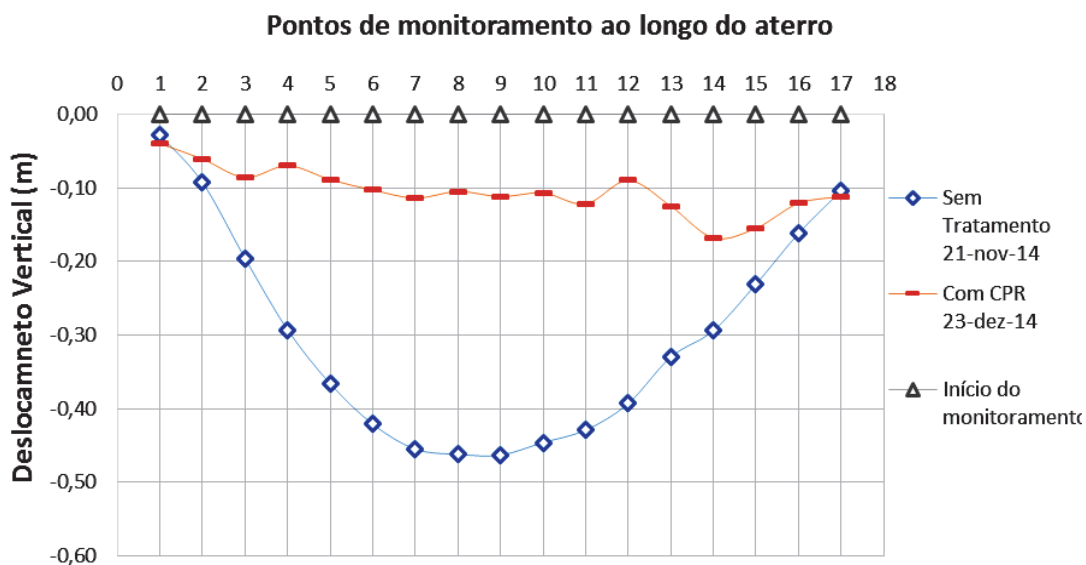


Fig. 16 - Resultados fornecidos pelos perfilômetros (Chavão, 2015)

No aterro sem tratamento, a aranha magnética AMV1, instalada na cota -0,9 m, forneceu um deslocamento vertical de 26 cm. No aterro com CPR *Grouting*, a aranha magnética AMV6, instalada na cota -0,6 m, forneceu 5,5 cm de deslocamento vertical. O aterro sem tratamento foi assentado na cota +0,6 m e o aterro com CPR *Grouting* na cota +1,25 m. As diferenças de espessuras de aterro sobre as aranhas magnéticas impedem a comparação direta dos resultados.

O Quadro 7 compara os resultados fornecidos pelos diferentes medidores de deslocamentos verticais, na data da última leitura. Observa-se uma compatibilização entre os valores fornecidos pelos perfilômetros e pelas placas de recalque. A discrepância entre as leituras das aranhas magnéticas com os demais instrumentos pode ser atribuída ao fato de terem sido registrados deslocamentos horizontais significativos nas aranhas AMV1 e AMV6, localizadas próximo à cota de assentamento dos aterros.

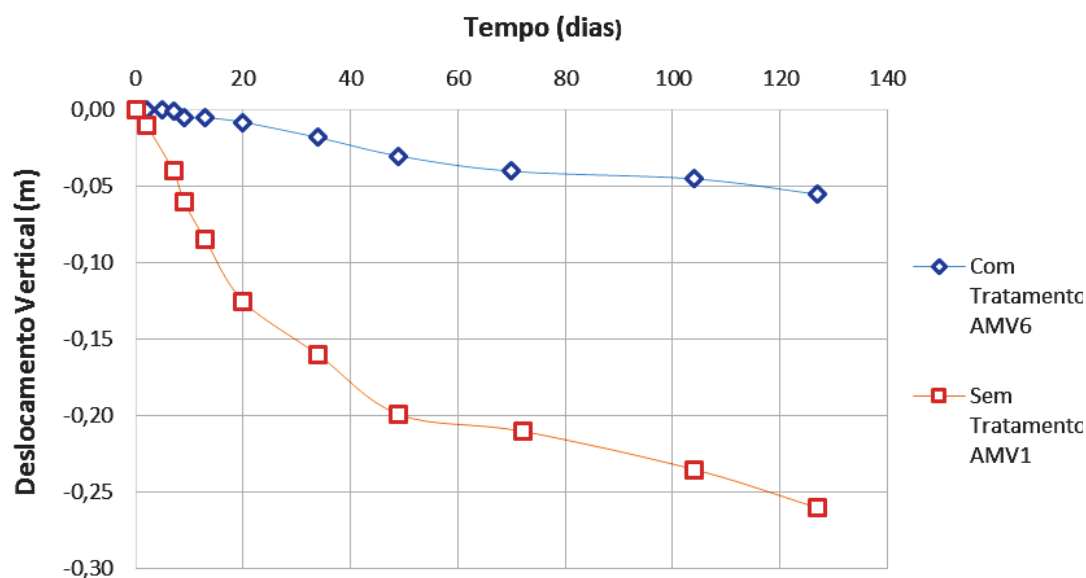


Fig. 17 - Resultados fornecidos pelas Aranhas Magnéticas Verticais (Chavão, 2015)

Quadro 7 – Comparação dos resultados dos instrumentos de medição de recalques (Chavão, 2015)

Aterro	Placa de Recalque (cm)			AMV (cm)	Perf. (cm)
	PR 1	PR 2	PR 3	AMV 1	P9
Sem CPR <i>Grouting</i>	49,3	49,7	48,5	26	46,3
Com CPR <i>Grouting</i>	PR 4	PR 5	PR 6	AMV 6	P14
	14,6	15,7	14,9	5,5	16,8

Legenda: PR = placa de recalque; AMV = aranha magnética vertical; Perf = perfilômetro; P9 = posição 9

4.2 – Deslocamentos Horizontais

Os inclinômetros são instrumentos utilizados em campo para medir deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical. A Figura 18 apresenta os deslocamentos horizontais fornecidos pelos inclinômetros instalados nos aterros sem CPR *Grouting* e com CPR *Grouting*. No aterro sem tratamento, o monitoramento ocorreu no período de 05 de setembro de 2014 a 19 de janeiro de 2015. Para o aterro com CPR *Grouting*, os deslocamentos horizontais foram monitorados de 12 de setembro de 2014 a 23 de dezembro de 2014. Pode-se observar que as curvas plotadas da direção A mostram que o maior deslocamento horizontal do aterro sem tratamento foi registrado no dia 14 de outubro de 2014, a 3,5 m de profundidade, com 12,3 cm de magnitude. A partir de 5,5 m de profundidade, os deslocamentos horizontais tendem a zero. Ressalta-se que a direção A é paralela ao perfilômetro, indicado na Figura 12.

No dia 29 de outubro de 2014, houve um grande lançamento de aterro muito próximo ao aterro experimental sem tratamento, com quase 7,0 m de altura (Figura 19). As leituras subsequentes obtidas pelo inclinômetro do aterro sem tratamento foram afetadas e a curva de deslocamento horizontal mudou de comportamento, e sentido, logo após esse lançamento. Na última leitura, em 19 de janeiro de 2015, o deslocamento horizontal parte com deslocamento máximo de -10,73 cm no último ponto de medição, a 1 m da superfície do aterro, regredindo ao longo da profundidade, chegando a aproximadamente zero a 4,0 m de profundidade.

Na direção B, o maior deslocamento horizontal do aterro sem tratamento foi registrado no dia 29 de outubro de 2014, e foi da ordem -6,05 cm. A partir desse ponto, o deslocamento regride chegando a aproximadamente zero a 5,0 m abaixo da cota de superfície do aterro. Devido ao grande lançamento de aterro muito próximo ao aterro experimental sem tratamento, a curva de deslocamento horizontal mudou de sentido, atingindo o valor máximo de 5,77 cm a 3,5 m abaixo da cota de superfície do aterro.

No aterro com CPR *Grouting*, na última leitura realizada em 23 de dezembro de 2014, o deslocamento horizontal máximo foi de 1,84 cm, a 1,0 m de profundidade, na direção A. Na direção B, os deslocamentos horizontais medidos foram nulos.

O Quadro 8 reúne os deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros, nas diferentes direções. Na data da última leitura, o inclinômetro instalado no aterro sem tratamento forneceu um deslocamento de -10,73 cm, na direção A, devido a um grande acréscimo de tensão provocado por lançamento de aterro muito próximo ao aterro experimental sem tratamento (Figura 19). O aterro com CPR *Grouting* forneceu deslocamento máximo de 1,84 cm.

Na direção B, o último registro foi de 5,77 cm de deslocamento horizontal, no aterro sem tratamento, e de 0,23 cm no aterro tratado com consolidação profunda radial. Os resultados mostram uma redução significativa dos deslocamentos horizontais decorrente do tratamento com CPR *Grouting*.

Quadro 8 – Comparação entre os resultados fornecidos pelos inclinômetros

Aterro	Deslocamento Horizontal (cm)	
	Direção A	Direção B
Aterro sem CPR <i>Grouting</i> - Antes do lançamento do aterro	12,30	-6,05
Aterro sem CPR <i>Grouting</i> - Última leitura	-10,73	5,77
Aterro com CPR <i>Grouting</i>	1,84	0,23

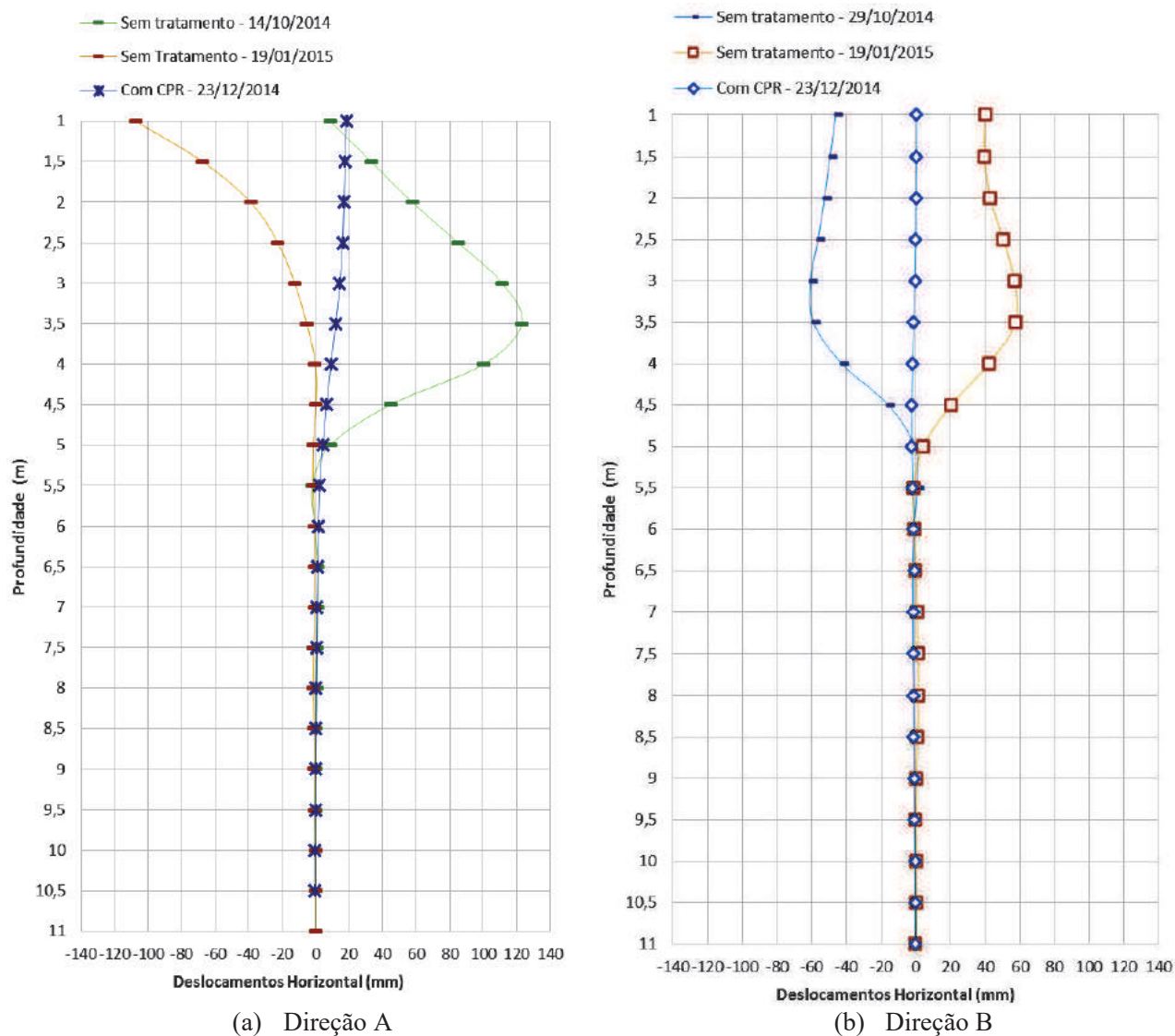


Fig. 18 - Resultados fornecidos pelos inclinômetros



Fig. 19 – Material de descarte depositado próximo ao aterro teste sem tratamento

4.3 – Poropressões

Piezômetros são instrumentos utilizados para a leitura das poropressões, em profundidade, ao longo do perfil do solo. Dentre os mais variados tipos de piezômetros existentes, utilizou-se o piezômetro elétrico de corda vibrante. Foram instalados dois piezômetros em cada um dos aterros experimentais, locados conforme as Figuras 12 e 13. O piezômetro elétrico de corda vibrante apresenta respostas mais rápidas a variações de poropressão, além de permitir medidas de poropressão negativas.

No aterro sem tratamento, os piezômetros foram monitorados no período de 20 de agosto de 2014 a 15 de janeiro de 2015. A elevação ou construção do aterro foi iniciada no dia 13 de setembro e finalizada em 15 de setembro. De acordo com os resultados apresentados nas Figuras 20 e 21, em 122 dias de monitoramento, o PZ1 obteve a máxima poropressão no período de construção do aterro, no valor de 26,94 kPa, o PZ2, em 148 dias de monitoramento, também obteve a máxima poropressão no período de construção de aterro, com valor de 43,77 kPa. Durante o monitoramento, em ambos piezômetros, a poropressão foi diminuindo ao longo do tempo tendendo a se aproximar da pressão hidrostática, PZ1 com valor de 17 kPa e PZ2 com valor de 34 kPa, porém ao final do monitoramento houve um acréscimo de poropressão, provavelmente proveniente do grande lançamento de aterro nesta mesma data, como apresentado na Figura 19.

No aterro com CPR *Grouting*, o PZ3 foi monitorado no período de 8 de setembro de 2014 a 15 de janeiro de 2015, e o PZ4 foi monitorado no período de 15 de setembro de 2014 a 15 de janeiro de 2015. A elevação ou construção do aterro foi iniciada no dia 16 de setembro e finalizada no dia 19 de setembro. De acordo com a Figura 22, em 129 dias de monitoramento o PZ3 obteve a maior poropressão registrada no período de construção do aterro, no valor de 27,29 kPa. A curva de poropressão foi diminuindo ao longo do monitoramento, ficando ligeiramente abaixo do valor da pressão hidrostática de 18,20 kPa. Os resultados apresentados na Figura 23 mostram que, em 122 dias de monitoramento, o PZ4 obteve a maior poropressão registrada no período de construção do aterro, no valor de 57,32 kPa. Durante o monitoramento a curva de poropressão no PZ4 também foi decrescendo ao longo do tempo, porém ficou acima da pressão hidrostática de 45 kPa.

É interessante notar que os piezômetros PZ2 e PZ4 apresentaram maiores valores de poropressão. Estes piezômetros foram instalados na região central do aterro, junto ao eixo de simetria, enquanto os piezômetros PZ1 e PZ3 foram implantados mais próximos ao bordo do aterro, fato que justifica a diferença nas leituras.

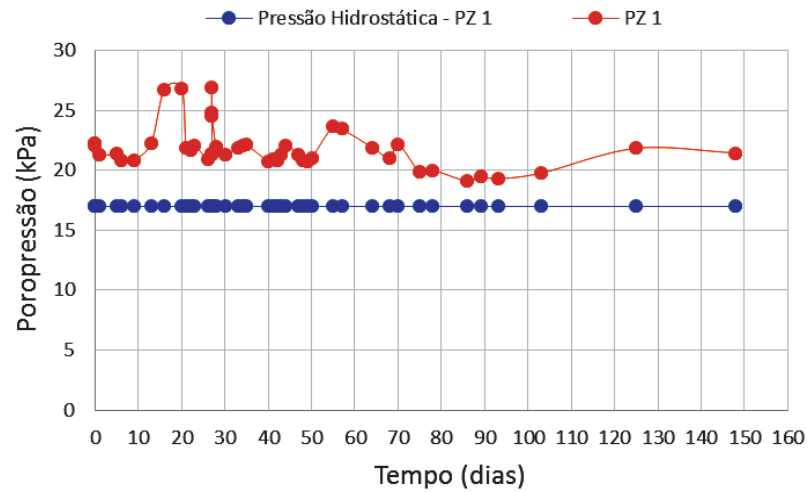


Fig. 20 – Resultados fornecidos pelo Piezômetro PZ1: Aterro sem CPR *Grouting*

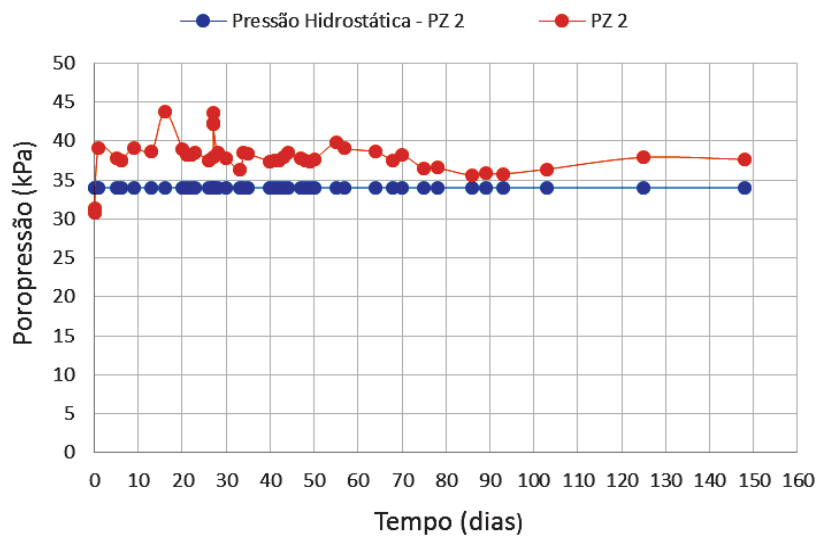


Fig. 21 – Resultados fornecidos pelo Piezômetro PZ2: Aterro sem CPR *Grouting*

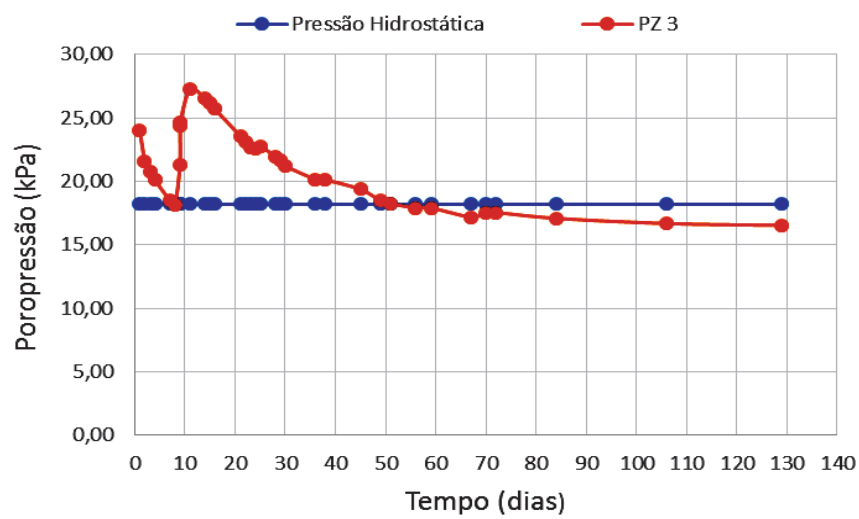


Fig. 22 – Resultados fornecidos pelo Piezômetro PZ3: Aterro com CPR *Grouting*

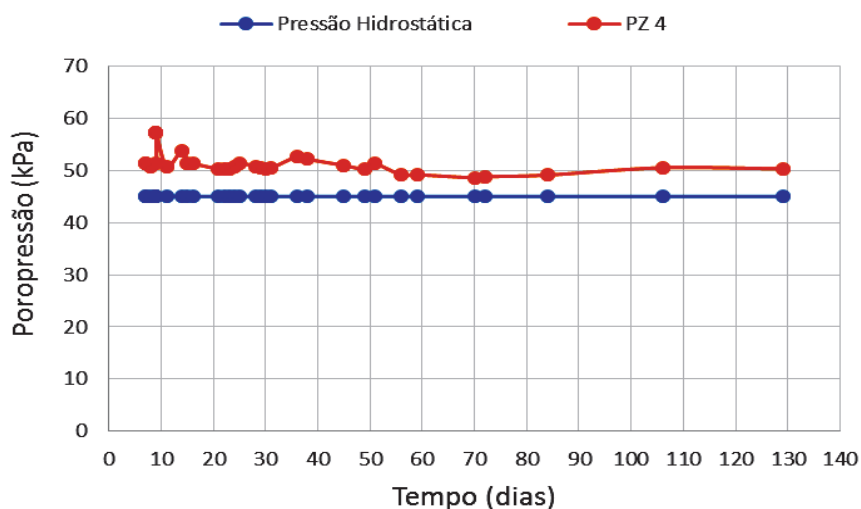


Fig. 23 – Resultados fornecidos pelo Piezômetro PZ 4: Aterro com CPR *Grouting*

5 – CONCLUSÕES

O presente trabalho analisou o comportamento de dois aterros experimentais a partir de resultados de instrumentação geotécnica. Os aterros foram implementados em área de construção residencial, localizada no Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro – RJ. Um dos aterros foi executado sobre solo mole com geodrenos, e o outro sobre solo enrijecido com a técnica de CPR *Grouting*.

Os resultados da instrumentação de campo mostraram-se consistentes. As placas de recalque indicaram deslocamentos verticais compatíveis com os medidos pelos perfilômetros. As aranhas magnéticas verticais forneceram recalques inferiores. Os deslocamentos verticais médios medidos no aterro com tratamento foram de 15,1 cm, enquanto o método de Asaoka previu recalques médios de 51 cm para o aterro CPR *Grouting*, o que representa uma minoração de recalques de cerca de 70 %.

Os inclinômetros indicaram uma redução expressiva nos deslocamentos horizontais pós-tratamento, tanto na direção A, quanto na direção B.

Os resultados permitiram avaliar a eficiência da técnica de CPR *Grouting*. Observou-se uma redução significativa dos recalques e dos deslocamentos horizontais sobre o solo enrijecido.

Ressalta-se a eficácia da técnica que permite, também, uma aceleração expressiva dos recalques, com a instalação de geodrenos.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a empresa Engegraut, pelo apoio ao projeto de pesquisa, representado pela execução dos aterros experimentais e a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo auxílio financeiro.

7 – REFERÊNCIAS

- Almeida, M. S. S.; Marques, M. E. S. (2010). *Aterros sobre solos moles - projeto e desempenho*. São Paulo, Oficina de Textos, 254 p.
- Almeida, M. S. S.; Riccio, M. (2012). *Ground improvement of extremely soft soils in Rio de Janeiro*. International Conference on Ground Improvement and Ground Control (ICGI 2012), University of Wollongong, Austrália.

- Briaud, J. L. (1992). *The Pressuremeter*, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Cabral, S. (1979). *Mapeamento Geológico-Geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e Maciços Circunvizinhos*. Tese Doutorado em Geologia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 160p.
- Chavão, A. O. (2015). *Avaliação da eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting no tratamento de solos compressíveis*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. 126p.
- Coutinho, R. Q.; Oliveira, J. T. R.; Oliveira, A. T. J. (2001). *Características Geotécnicas das Argilas Moles de Recife*. Anais do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, p. 1-28, ABMS-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Engelgraut (2015). Material publicitário.
- Geoinfra (2010). *Aterro da Via Parque sobre solo mole. Projeto Executivo de Tratamento de Solo Mole*. Documento interno nº GEO-235-10-001-RT. Geoinfra Engenharia e Consultoria Ltda. Rio de Janeiro.
- Geoinfra (2013). *Pontal Oceânico - Implantação de infraestrutura de via pública. Projeto Executivo de Tratamento de Solo Mole*. Documento interno nº GEO-510-13-005-RT. Geoinfra Engenharia e Consultoria Ltda. Rio de Janeiro.
- Gondariz, L. J. N. C. (2016). *Comportamento de Aterros Sobre Solos Tratados com Consolidação Profunda Radial CPR Grouting*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 120p.
- Lunne, T.; Berre, T.; Strandvik, S. (1997). *Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay*. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, p. 81-102.
- Maia, M. C. A. C. (1984). *Evolução Holocênica da Planície Costeira de Jacarepaguá (RJ)*. In: Anais do XXXIII Congresso Brasileiro de Geologia, Rio de Janeiro, p.105-118.
- Mello, M. A. A (2013). *Consolidação Profunda Radial aplicada em solo compressível na Lagoa Rodrigo de Freitas/RJ*. Dissertação de mestrado. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro.
- Nogueira, E. G. (2010). *Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do rododanel – SP*. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo.
- Oliveira, J. T. R. (2002). *A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão-Deformação- Resistência de Argilas Moles*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 264 p.

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.

**Pionismo que se traduz em confiança
e qualidade para sua obra.**



www.geofix.com.br



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



COBA



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.º.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

Praceta 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 Rovuma Hotel,
Rua da Sé nº 114, 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 Buenas Aires 68, 25.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

Follow us:



Engineering a better solution

[/maccaferri](#) [/maccaferribr](#) [@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

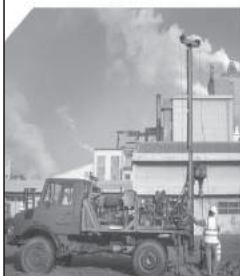


- > **Prospecção Geotécnica**
Site Investigation
- > **Consultoria Geotécnica**
Geotechnical Consultancy
- > **Obras Geotécnicas**
Ground Treatment-Construction Services
- > **Controlo e Observação**
Field Instrumentation Services and Monitoring Services
- > **Laboratório de Mecânica de Solos**
Soil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

Certificada ISO 9001 por



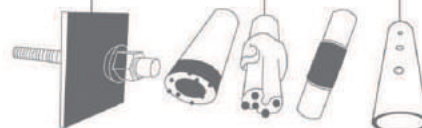
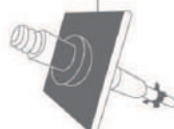
Geocontrole



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



Geotécnia 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 grapmos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

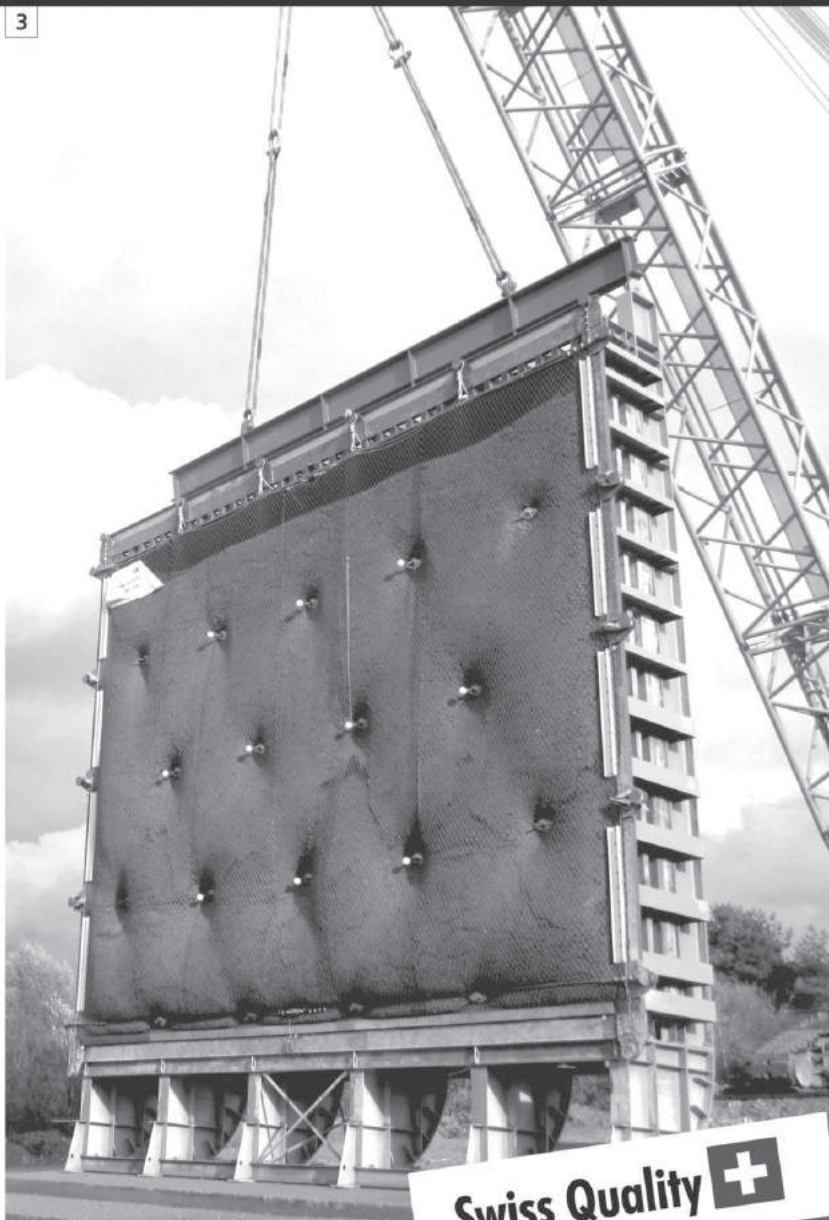
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



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



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



Swiss Quality

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** **Biocimentação de um solo arenoso com recurso a enzimas: efeito de diversos fatores**
Biocementation of a sandy soil with the use of enzymes: effect of some factors
João Paulo S.F. Carmona, Paulo J. Venda Oliveira, Luís J. L. Lemos
- 19** **Análise de confiabilidade das estacas do cais do Porto Novo de Rio Grande (Brasil) empregando metodologia bayesiana**
Reliability analysis of the piles of Porto Novo quay (Brazil) employing bayesian methodology
Aline de Viegas Beloni, Antonio Marcos de Lima Alves, Mauro de Vasconcellos Real
- 41** **Evolução de cinco geomembranas expostas a condições climáticas em Portugal durante 12 anos**
Evolution of five exposed geomembranes to climate conditions in Portugal throughout 12 years
Amélia Reis, Madalena Barroso, Maria da Graça Lopes
- 59** **Avaliação da eficiência da técnica de CPR grouting no enrijecimento de solos compressíveis**
Assessing the efficiency of CPR Grouting for soft soil improvement
Amanda Ottolini Chavão, Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, André Pereira Lima